

S.S. 67 "Tosco Romagnola"  
Lavori di adeguamento della S.S. 67 nel tratto tra la  
località S.Francesco in Comune di Pelago e l'abitato di  
Dicomano.  
Variante di Rufina (FI) – LOTTI 2A e 2B

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. FI462

PROGETTAZIONE:  
RAGGRUPPAMENTO  
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



**sinergo**



IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE:

Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045

IL GEOLOGO:

Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl  
Ordine Geologi della Lombardia n. 762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl  
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Francesco Pisani



PROTOCOLLO:

DATA:

**12 - OPERE D'ARTE MAGGIORE**

**12.03 - Sieve 2**

Relazione di calcolo sottostrutture

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	P01-VI03-STR-RE02-A .pdf			
ACNO0113	D 20	CODICE ELAB.	P01VI03STRRE02	A	R
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	02/2024	ZERRUSO	DONELLI	FORMICHI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 2 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITAZIA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture

## INDICE

1	PREMESSA .....	6
1.1	Impalcato .....	6
1.2	Appoggi e giunti .....	8
1.3	Pile .....	9
1.4	Spalle .....	14
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	17
2.1	Normativa emessa dallo stato italiano .....	17
2.2	Normativa emessa da enti pubblici.....	17
3	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA .....	18
3.1	Programmi di calcolo numerico FEM.....	18
3.1.1	Grado di affidabilità del codice .....	19
3.2	Altri programmi di calcolo utilizzati.....	19
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	21
4.1	Acciaio da carpenteria.....	21
4.1.1	Pulvini, irrigidenti e piatti.....	21
4.1.2	Struttura di sostegno carter .....	21
4.1.3	Micropali e puntoni metallici .....	21
4.1.4	Saldature.....	21
4.2	Calcestruzzo .....	22
4.2.1	Fusti pile.....	22
4.2.2	Fondazioni .....	22
4.2.3	Pali di fondazione.....	23
4.2.4	Pali coronelle provvisorie.....	23
4.2.5	Acciaio da cemento armato .....	23
5	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE .....	25
5.1	Criteri di verifica per le sezioni in c.a. ....	25
5.1.1	Verifiche a Stato Limite Ultimo: presso-flessione.....	25
5.1.2	Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio .....	25
5.1.3	Verifiche a Stato Limite di Esercizio .....	26
5.1.4	Verifiche a Stato Limite di Fessurazione.....	26
5.2	Criteri di gerarchia delle resistenze .....	27
5.3	Criteri di verifica per le sezioni in acciaio .....	29
	Stato Limite Ultimo per flessione, sforzo normale e taglio.....	29
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA .....	33
6.1	Caratterizzazione geotecnica .....	33
6.2	Caratterizzazione sismica del Viadotto Sieve 2 .....	34

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	3 di 342
			Data 10/2023	

7	MODELLI DI CALCOLO .....	35
7.1	Modello di calcolo delle pile .....	35
7.1.1	Lettura del modello di calcolo .....	36
7.2	Modello di calcolo locale del pulvino.....	38
8	ANALISI DEI CARICHI .....	39
8.1	Pesi propri.....	39
8.1.1	Acciaio da carpenteria.....	39
8.1.2	Pila in c.a. ....	39
8.2	Scarichi su appoggi dei pulvini .....	39
8.3	Azioni variabili dovute al vento ( $q_5$ ).....	40
8.3.1	Azioni sui pulvini.....	40
8.3.2	Azioni sui fusti delle pile .....	42
8.4	Azione della temperatura sui pulvini .....	44
9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	45
9.1	Stati Limite Ultimi.....	46
9.2	Stati Limite di Esercizio .....	46
9.3	Stati Limite di Fatica .....	47
10	VERIFICHE DEI PULVINI .....	48
10.1	Verifica delle membrature d'acciaio .....	48
10.2	Verifica chiave di taglio.....	55
10.3	Verifica bulloni d'ancoraggio.....	57
11	VERIFICHE DELLE PILE .....	63
11.1	Pila 1 .....	65
11.1.1	Sezione di base.....	65
11.1.2	Sezione zona non dissipativa .....	71
11.1.3	Sezione +9 m .....	79
11.2	Pila 2.....	86
11.2.1	Sezione di base.....	86
11.2.2	Sezione zona non dissipativa .....	92
11.2.3	Sezione +9 m .....	99
11.3	Pila 3.....	105
11.3.1	Sezione di base.....	105
11.3.2	Sezione zona non dissipativa .....	111
11.3.3	Sezione +9 m .....	118
11.4	Pila 4.....	125
11.4.1	Sezione di base.....	125
11.4.2	Sezione zona non dissipativa .....	131
11.4.3	Sezione +9 m .....	138

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 4 di 342
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA INGENGERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	 sinergo	
			Data 10/2023	

11.5	Pila 5.....	145
11.5.1	Sezione di base.....	145
11.5.2	Sezione zona non dissipativa .....	151
11.5.3	Sezione +6 m .....	158
11.6	Pila 6.....	165
11.6.1	Sezione di base.....	165
11.6.2	Sezione zona non dissipativa .....	171
11.6.3	Sezione +6 m .....	178
11.7	Riepilogo armature .....	185
12	VERIFICHE DEI PLINTI DELLE PILE .....	187
12.1	Plinto pila P1 .....	187
12.1.1	Modello di calcolo.....	187
12.1.2	Analisi dei carichi .....	187
12.1.3	Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica .....	191
12.1.4	Verifiche strutturali.....	194
12.2	Plinti pile P2 e P3 .....	204
12.2.1	Modello di calcolo.....	204
12.2.2	Analisi dei carichi .....	204
12.2.3	Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica .....	206
12.2.4	Verifiche strutturali.....	208
12.3	Plinto pila P4 .....	218
12.3.1	Modello di calcolo.....	218
12.3.2	Analisi dei carichi .....	218
12.3.3	Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica .....	221
12.3.4	Verifiche strutturali.....	223
12.4	Plinti pile P5 e P6 .....	233
12.4.1	Modello di calcolo.....	233
12.4.2	Analisi dei carichi .....	233
12.4.3	Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica .....	235
12.4.4	Verifiche strutturali.....	237
13	VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE .....	247
13.1	Verifica agli stati limite ultimi (SLU) .....	249
13.2	Resistenze di pali soggetti a carichi assiali.....	250
13.3	Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali.....	250
13.4	Condizioni sismiche.....	250
13.5	Capacità portante dei pali di fondazione.....	250
13.5.1	Capacità portante verticale.....	250
13.5.2	Capacità portante orizzontale.....	252

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 5 di 342
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A. INGENNERIA, VALUTA, AMBIENTE	 sinergo	Data 10/2023

13.6	Valutazione delle azioni nei pali di fondazione.....	252
13.6.1	Procedura di calcolo.....	253
13.7	Analisi numeriche – fondazioni su pali di grande diametro .....	254
13.7.1	Configurazioni di studio e dati di input delle analisi.....	254
13.7.2	Risultati delle analisi numeriche .....	255
13.7.3	Definizione dei carichi verticali in testa ai pali.....	260
13.7.4	Verifiche del palo.....	261
13.8	Analisi numeriche – fondazione su micropali .....	263
13.8.1	Configurazioni di studio e dati di input delle analisi.....	263
13.8.2	Risultati delle analisi numeriche .....	265
13.8.3	Definizione dei carichi verticali in testa ai micropali .....	269
13.8.4	Verifiche del micropalo .....	270
14	VERIFICHE DELLE OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIE .....	271
14.1	Sezione di calcolo e fasi dell'analisi numerica .....	273
14.2	Verifiche paratia .....	274
14.2.1	Verifiche agli SLU di tipo strutturale.....	274
14.2.2	Verifiche agli SLU di tipo geotecnico .....	278
14.3	Verifiche della trave di testa dei diaframmi in fase provvisoria .....	279
14.4	Verifiche puntoni provvisori .....	284
14.4.1	Stati Limite Ultimi strutturali .....	285
15	APPENDICE B – Scarichi all'intradosso delle platee di fondazione.....	286
16	APPENDICE C .....	317
16.1	Descrizione del Software.....	318
16.2	Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno .....	318
16.3	Descrizione Pareti .....	318
16.4	Tabella Configurazione Stage (Nominal).....	319
16.5	Descrizione Coefficienti Design Assumption.....	321
16.6	Risultati NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente).....	322
16.6.1	Tabella Grafici dei Risultati.....	322
16.6.2	Risultati Elementi strutturali - NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente).....	327
16.7	Risultati NTC2018: A1+M1+R1 .....	329
16.7.1	Tabella Grafici dei Risultati.....	329
16.7.2	Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A1+M1+R1 .....	334
16.8	Risultati NTC2018: A2+M2+R2 .....	336
16.8.1	Tabella Grafici dei Risultati.....	336
16.8.2	Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A2+M2+R2 .....	341

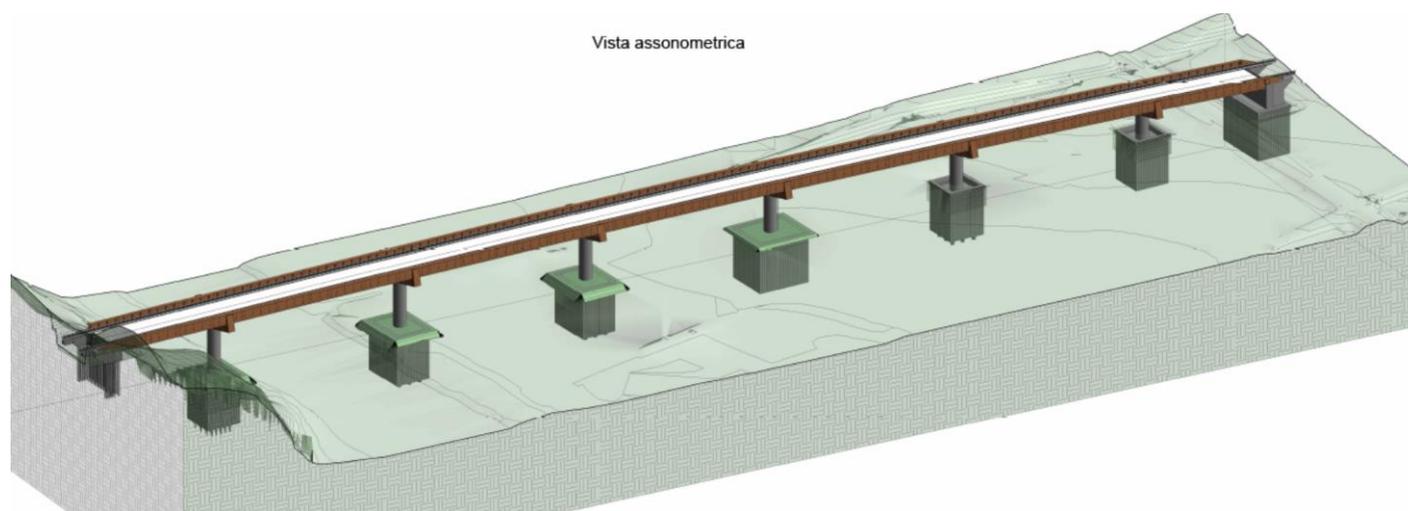
CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 6 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA</b> ETA s.p.a. s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	<b>sinergo</b> <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

# 1 PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione delle pile del Viadotto Sieve 2, facente parte delle opere previste nell'ambito dei "Lavori di adeguamento della S.S.67 Tosco-Romagnola nel tratto tra la località San Francesco in comune di Pelago e l'abitato di Dicomano – Variante di Rufina – Lotti 2A e 2B".

L'opera è progettata per una vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni. Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC-2018), da cui scaturisce un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2. Pertanto, le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  pari a 100 anni.

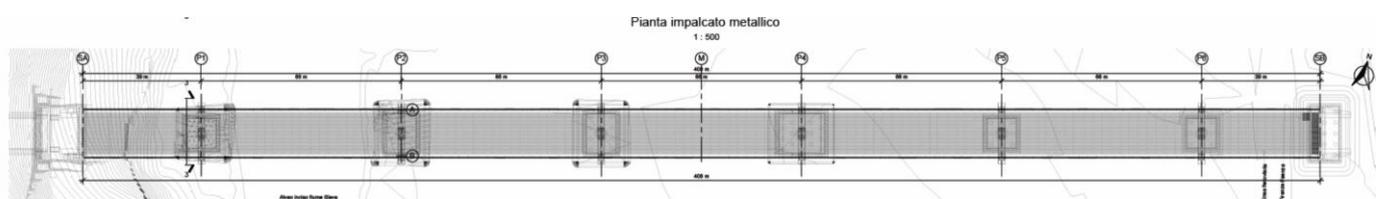
Il viadotto in progetto prevede la realizzazione di un impalcato a via di corsa inferiore realizzato con un sistema misto acciaio-calcestruzzo e sviluppato su n.7 campate con schema statico a trave continua. Le luci di calcolo risultano pari a 66 mt per le campate centrali e 39 mt per le due campate terminali, per un totale di 408 mt. Gli impalcati sono costruiti in continuità sulle pile e caratterizzati da una soletta gettata in opera con ausilio di coppelle autoportanti in cls. Le pile, a sezione circolare, sono realizzate con fusto in cemento armato ordinario sulla cui sommità viene realizzato un pulvino in carpenteria metallica.



**Vista assonometrica del viadotto (modello BIM)**

## 1.1 Impalcato

L'impalcato è realizzato con andamento planimetrico rettilineo lungo tutto il suo sviluppo (409.60 mt totali, compresi i retro-travi); altimetricamente invece prevede una pendenza longitudinale variabile e linearmente decrescente dalla Spalla A (lato monte sub-orizzontale) alla Spalla B (lato valle con pendenza pari a circa 4.50%).



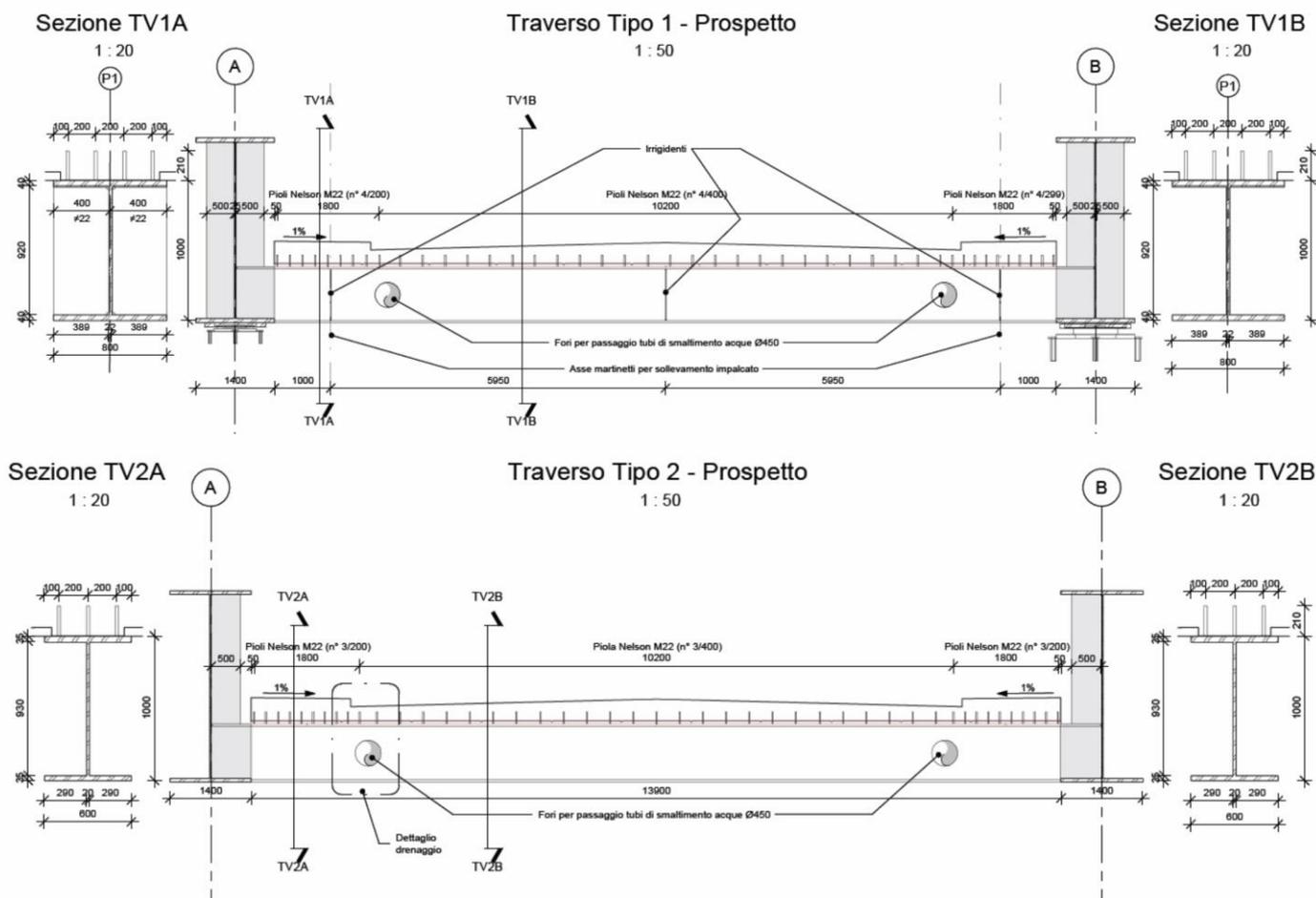
**Vista in pianta della carpenteria metallica**

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI <b>ETA S.p.A.</b> INFERCRA VALUTA AMBIENTE	REV. <b>A</b>	FOGLIO 7 di 342
					Data 10/2023

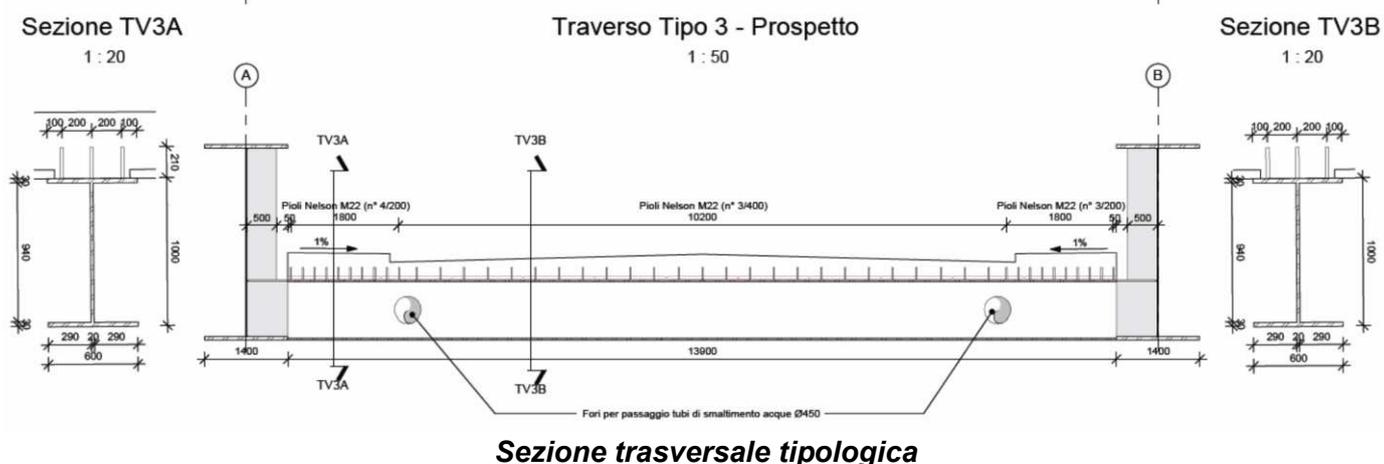


L'impalcato, a via di corsa inferiore, presenta una sezione trasversale costituita da:

- n.2 travi portanti longitudinali, realizzate completamente in carpenteria metallica con sezione composta saldata "a doppio T" (altezza totale costante pari a 3.30 mt e larghezza delle ali costante pari a 1.40 mt). Lo spessore dei piatti risulta variabile da concio in concio (40÷80 mm per le ali, 20÷28 mm per le anime).
- n.137 trasversi, realizzati a sezione mista acciaio/cls (passo costante pari a 3.00 mt):
  - o parti in carpenteria metallica realizzate in composizione saldata "a doppio T" (altezza totale costante pari a 1.00 mt e larghezza delle ali pari a 80 cm (per i trasversi in asse appoggi) oppure 60 cm (per i trasversi in campata).
  - o parti gettate in opera in c.a. ordinario (soletta) con l'ausilio di predalles prefabbricate (spessore totale predalles + getto in opera pari a 30 cm); la solidarizzazione con le sottostanti parti in carpenteria metallica è realizzata con pioli tipo Nelson saldati all'estradosso dell'ala superiore del trasverso e inglobati nel getto in opera della soletta.



CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   		REV. <b>A</b>	FOGLIO 8 di 342
	Data 10/2023			



**Sezione trasversale tipica**

Tutte le connessioni tra gli elementi di carpenteria metallica sono realizzate con saldature a completo ripristino, evitando antiestetiche connessioni bullonate.

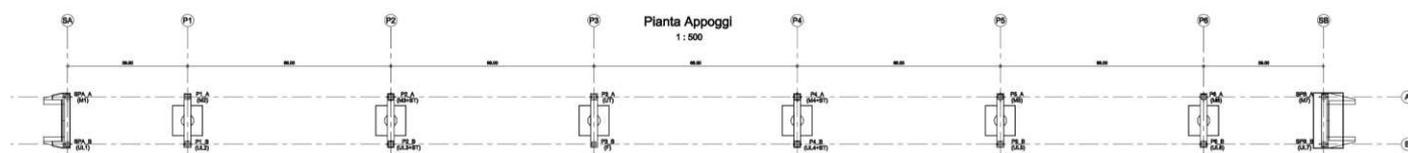
La soletta è dimensionata per ospitare una piattaforma stradale di calibro 10.50 mt, con due corsie di marcia da 3.75 mt e banchine laterali da 1.50 mt. Ai lati della carreggiata stradale vengono ricavati 2 cordoli in c.a. di larghezza 170 cm, con marciapiedi di servizio e barriere di sicurezza metalliche: all'interno del getto in opera dei cordoli verranno previsti appositi cavidotti per il passaggio di impianti tecnologici.

## 1.2 Appoggi e giunti

Gli apparecchi di appoggio, posizionati in asse alle anime delle travi longitudinali, vengono realizzati in acciaio teflon con caratteristiche tali da assecondare le dilatazioni e le contrazioni dell'impalcato dovute ai fenomeni lenti (ritiro del cls di soletta, variazioni termiche stagionali): gli apparecchi fissi in direzione longitudinale vengono collocati sull'asse appoggi della Pila P3 (posizione più prossima alla mezzeria dell'opera) per rendere il più possibile omogenee le escursioni previste nei giunti di dilatazione delle spalle (realizzati in gomma armata).

A livello sismico, a causa delle elevate accelerazioni orizzontali del sito, in accoppiamento agli apparecchi mobili degli assi appoggi P2 e P4 è previsto l'alloggiamento di sistemi di ritegno longitudinale (tipo Shock-Transmitter), in modo da ridistribuire le azioni sismiche su n.3 pile, sfruttandone sia la capacità deformativa (dovuta alla maggiore altezza dei fusti) sia la duttilità della sezione di base (con la creazione di cerniere plastiche). La pila P1, inizialmente prevista con gli stessi ritegni sismici, è stata invece mantenuta libera nei confronti delle azioni sismiche longitudinali poiché le indagini geologiche hanno rivelato la presenza di una categoria di sottosuolo molto differente rispetto alle pile P2-P3-P4.

Lo schema di vincolo adottato viene riepilogato nella seguente figura:



Per ogni asse appoggi sono inoltre indicate n.3 posizioni per l'alloggiamenti dei martinetti idraulici necessari al sollevamento dell'impalcato (qualora si presentasse la necessità di dover intervenire o sostituire gli apparecchi di appoggio).

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	9 di 342
			Data 10/2023	

### 1.3 Pile

Le pile vengono realizzate con fusti circolari in c.a. e pulvini in carpenteria metallica. Nello specifico:

- I fusti di elevazione presentano sezione circolare piena alle due estremità e cava nel tratto centrale, con diametro esterno costante pari a 4.00 mt e spessori delle parti cave pari a 50 cm. Il tratto di base viene realizzato a sezione piena per evitare che durante la vita utile dell'opera possa crearsi un 'effetto-vasca' (l'altezza di tale tratto varia da pila a pila, mantenendo sempre come limite la quota di piena duecentennale del fiume Sieve); il tratto sommitale presenta invece un'altezza costante per tutte le pile (pari a 1.50 mt) e viene realizzato per consentire la corretta posa dei tirafondi (necessari per realizzare il nodo di incastro con il pulvino metallico).
- Il pulvino viene realizzato in carpenteria metallica a sezione composta saldata; trasversalmente si presenta come una sezione rettangolare cava, con larghezza di base costante (2.20 mt) ed altezza variabile (pari a 3.00 mt in ombra al fusto di elevazione e linearmente rastremata verso l'esterno fino ad un'altezza di 1.45 mt). La sezione viene opportunamente irrigidita nella parte interna con piatti orizzontali e verticali: in particolare, questi ultimi vengono previsti nelle posizioni degli apparecchi di appoggio e di sollevamento, per conferire maggiore rigidità al piatto superiore e ripartire con maggiore omogeneità gli scarichi puntuali dell'impalcato. Sono altresì previste delle botole per consentire la corretta ispezione e manutenzione di tutte le parti dell'opera.

Alle estremità libere del pulvino vengono previsti dei telai metallici realizzati con tubi quadri cavi commerciali per il sostegno del carter: quest'ultimo viene proposto con funzione estetica di 'mascheratura' delle zone di appoggio dell'impalcato (solo in queste zone, infatti, sulle travi longitudinali sono presenti irrigidenti trasversali esterni).

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche di calcolo delle pile:

	H <sub>TOT</sub>	H <sub>BASE</sub> (sez. piena)	H <sub>CENT</sub> (sez. cava)	H <sub>TESTA</sub> (sez. piena)	H <sub>PULVINO</sub> (in asse pila)	D <sub>ESTERNO</sub>
<b>P1</b>	24.00	6.00	13.50	1.50	3.00	4.00
<b>P2</b>						
<b>P3</b>	21.00	4.50	12.00			
<b>P4</b>	18.00	4.00	9.50			
<b>P5</b>	15.00	3.50	7.00			
<b>P6</b>	11.00	0.00	6.50			

Le fondazioni delle pile sono di tipo indiretto e presentano le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

N° pila	Tipologia dei pali di fondazione	Numero pali	Diametro [m]	Lunghezza [m]	Lunghezza platea di fondazione (direzione asse viadotto) [m]	Larghezza platea di fondazione (direzione trasversale al viadotto) [m]
1	Micropali	33	0.3	10	9.6	9.6
2	Pali trivellati	12	1.2	8	9.6	13.2
3	Pali trivellati	12	1.2	10	9.6	13.2
4	Pali trivellati	18	1.2	10	15.0	13.2
5	Pali trivellati	9	1.2	13	9.6	9.6
6	Pali trivellati	9	1.2	12	9.6	9.6

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE  MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>ETA S.p.A.</b> s.p.a. s.r.l. <b>sinergo</b> <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 10 di 342
			Data 10/2023	

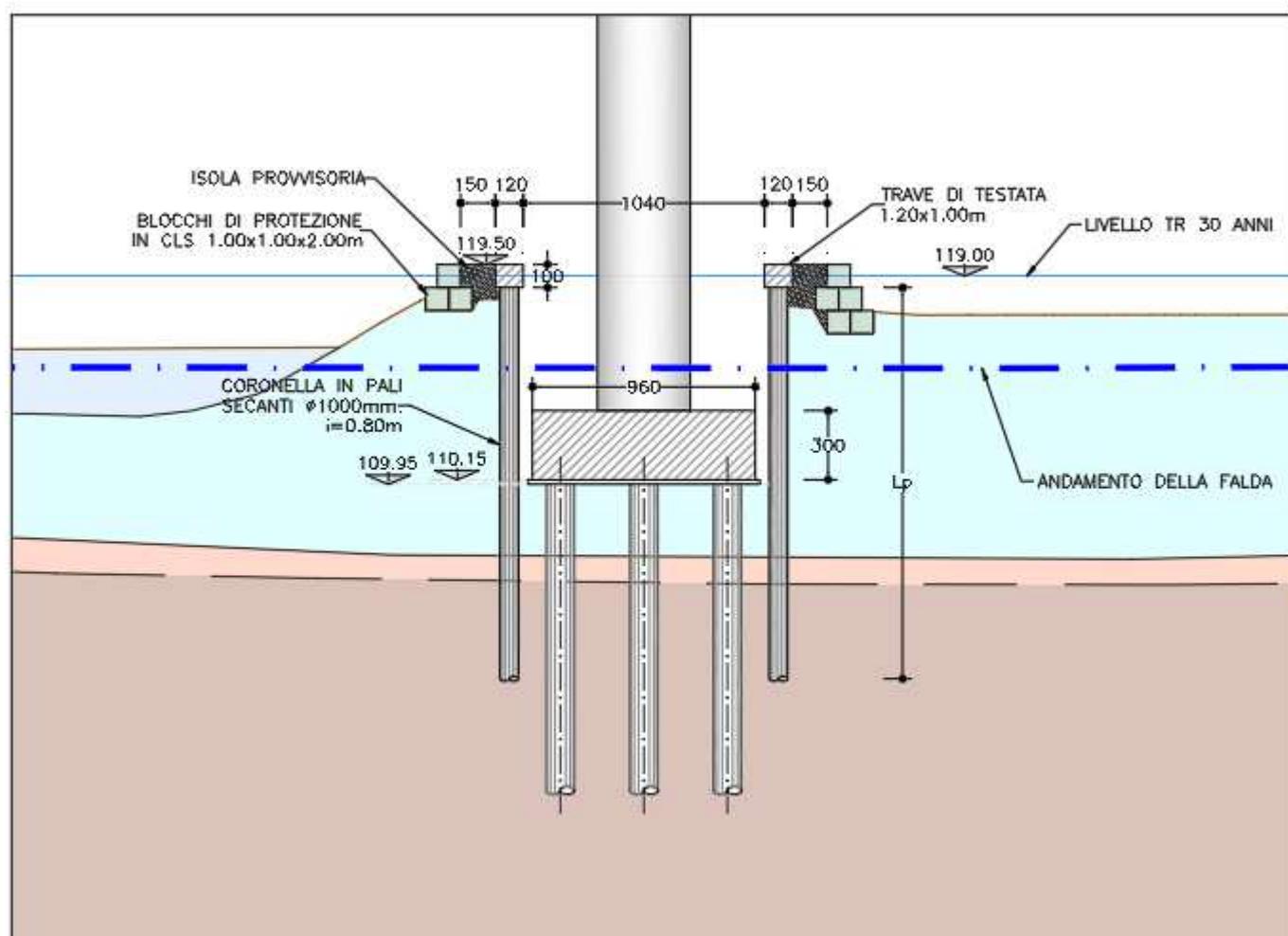
Per la visualizzazione della disposizione dei pali in pianta si rimanda al Capitolo 13 e agli elaborati grafici di riferimento presenti in progetto.

Propedeuticamente alla realizzazione delle fondazioni di ciascuna delle pile presenti in progetto, allo scopo di raggiungere con lo scavo la quota di imposta delle fondazioni, è prevista l'esecuzione di opere di sostegno provvisore costituite da coronelle di pali secanti, aventi diametro  $\phi$  1000 mm e interasse 800 mm.

Tutte le coronelle, eccetto quella della pila 6, vengono realizzate a partire dalla quota di 119.5 m.s.l.m. pari al valore del livello di piena previsto per il fiume Sieve con un tempo di ritorno di 30 anni incrementato, cautelativamente, considerando un franco di 50 cm. La coronella della pila 6 viene realizzata dalla quota di piano campagna, pari a 121.50 m.s.l.m.

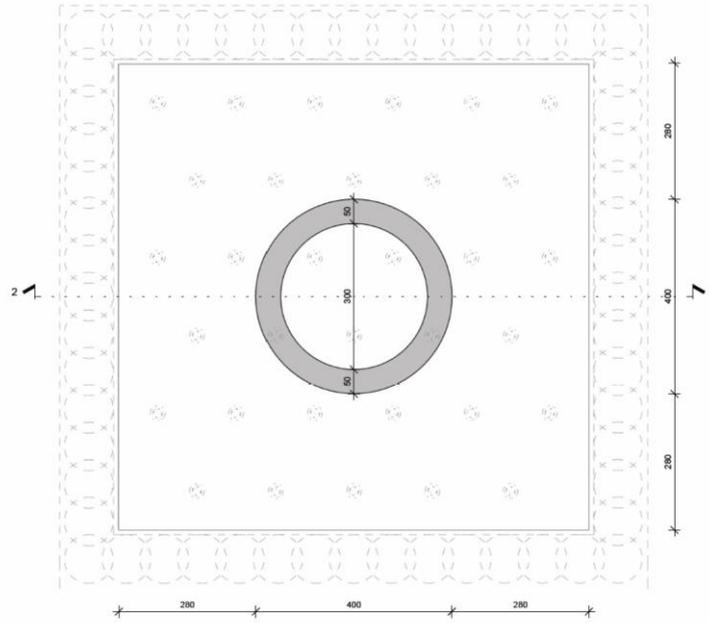
L'utilizzo di pali secanti di lunghezza pari a 16 m, immorsati nel substrato roccioso per almeno 2.5 m, garantisce l'impermeabilità delle opere di sostegno provvisore permettendo di effettuare le operazioni di scavo senza venute d'acqua.

Considerate le elevate altezze di scavo da sostenere, con un massimo circa 9 m, si prevede di contrastare le coronelle in corrispondenza della trave di testa mediante l'utilizzo di puntoni tubolari metallici.

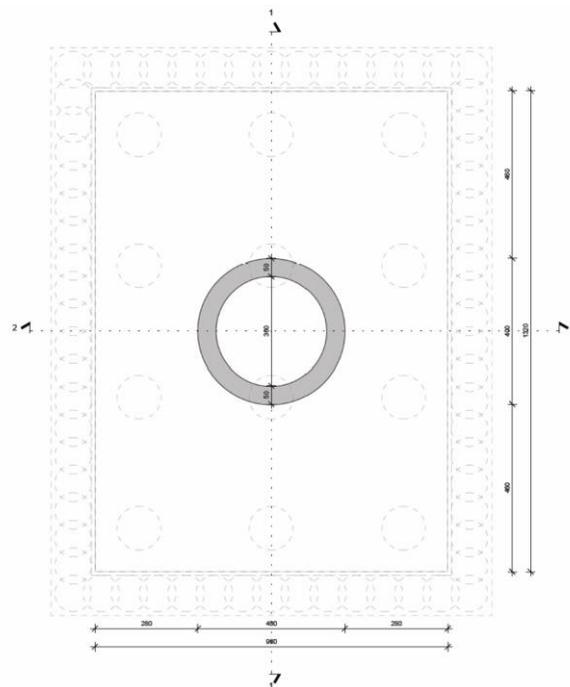


**Tipologico Pila**

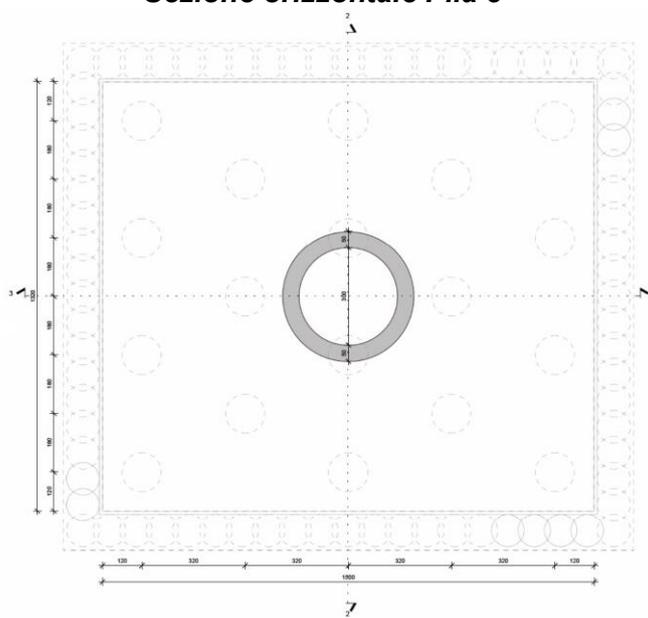
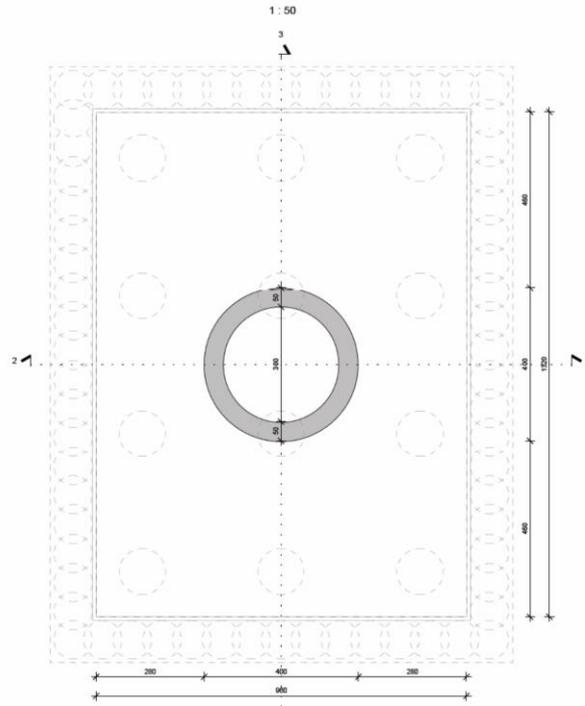
Nella seguente figura vengono proposte le sezioni trasversali delle pile (in cui vengono mostrate anche le fondazioni), in una parte di fusto in cui la pila è cava.

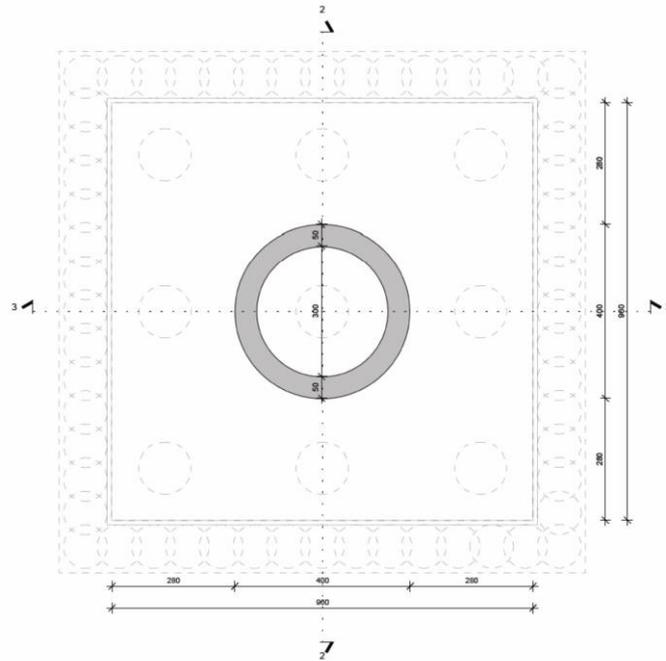


**Sezione orizzontale Pila 1**

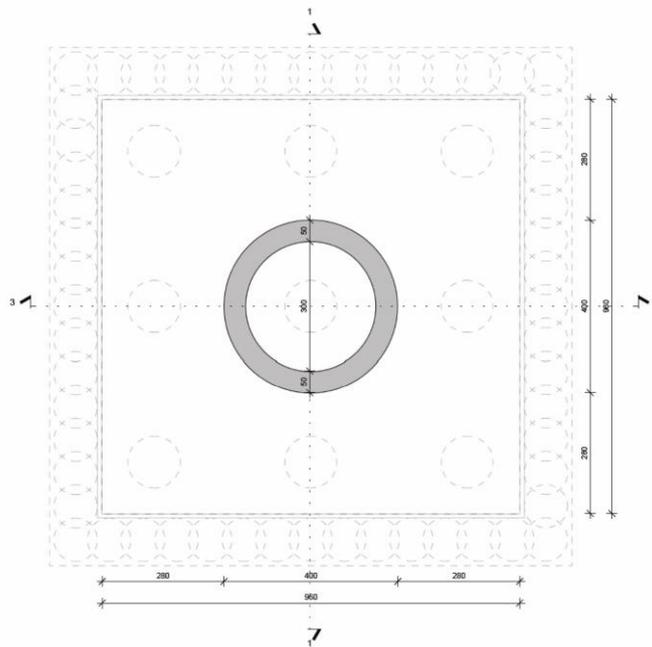


**Sezione orizzontale Pila 2**





**Sezione orizzontale Pila 5**



**Sezione orizzontale Pila 6**

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 14 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

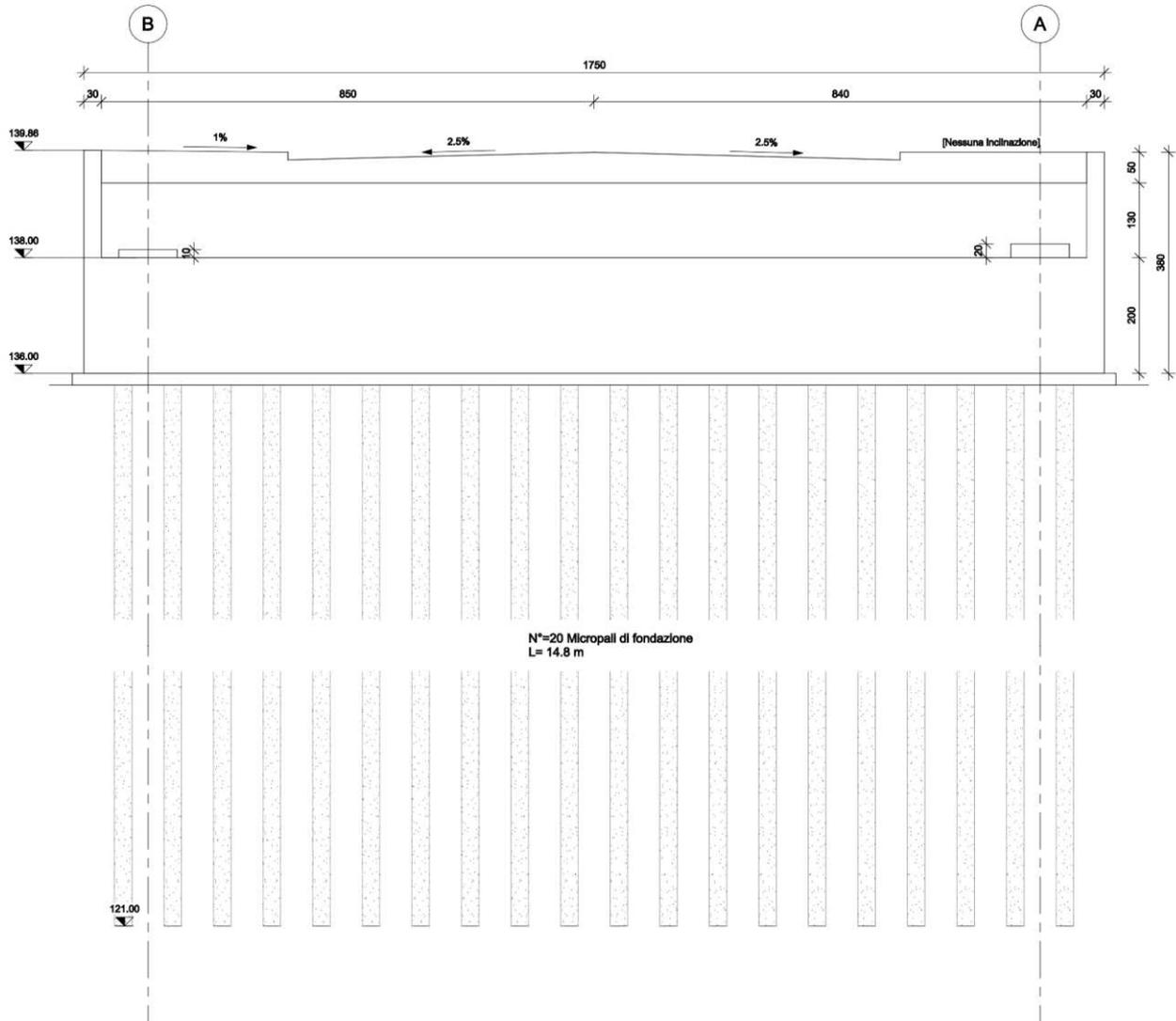
## 1.4 Spalle

Le spalle vengono realizzate interamente in opera in c.a. e presentano caratteristiche differenti tra monte (Spalla A) e valle (Spalla B). In particolare:

- La **Spalla A** è di tipo 'passante' e risulta essenzialmente composta da un cordolo con forma planimetrica a 'C' che assume la duplice funzione di pulvino (nella parte frontale) e di fondazione; la sezione trasversale si presenta di forma rettangolare e risulta di dimensioni costanti nella parte frontale (2.50x2.00 mt) e con lunghezza di base linearmente decrescente nei tratti di risvolto. Nella parte sommitale del cordolo frontale si innesta un muro di spessore costante pari a 30 cm con funzione di paraghiaia, sagomato in testa per permettere il posizionamento del giunto di dilatazione dell'impalcato; viene inoltre garantito uno spazio sufficiente tra il filo esterno del paraghiaia e la parte terminale dell'impalcato per poter permettere il passaggio del personale per ispezioni e/o manutenzione. Nella parte sommitale dei cordoli di risvolto si innestano dei muri di spessore costante pari a 30 cm con funzione di contenimento laterale del rilevato stradale; in testa sono ricavati dei marciapiedi di servizio in c.a. per dare continuità agli stessi elementi previsti sull'impalcato. Le fondazioni sono di tipo indiretto e costituite da n.50 micropali.
- La **Spalla B** è di tipo 'a tutta altezza' e risulta composta da un muro frontale di spessore costante a tratti (2.50 mt per la parte con funzione di pulvino, 30 cm per la parte con funzione di paraghiaia) e due muri laterali per il contenimento del rilevato stradale (innestati in parte nella platea di fondazione e in parte a sbalzo). La parte sommitale del paraghiaia viene sagomata per permettere il posizionamento del giunto di dilatazione dell'impalcato; viene inoltre garantito uno spazio sufficiente tra il filo esterno del paraghiaia e la parte terminale dell'impalcato per poter permettere il passaggio del personale per ispezioni e/o manutenzione. Nella parte sommitale dei muri di risvolto sono invece ricavati dei marciapiedi di servizio in c.a. per dare continuità agli stessi elementi previsti sull'impalcato.
- Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto e presentano le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

N° spalla	Tipologia dei pali di fondazione	Numero pali	Diametro [m]	Lunghezza [m]
1	Micropali	50	0.3	10
2	Pali trivellati	15	1.2	12

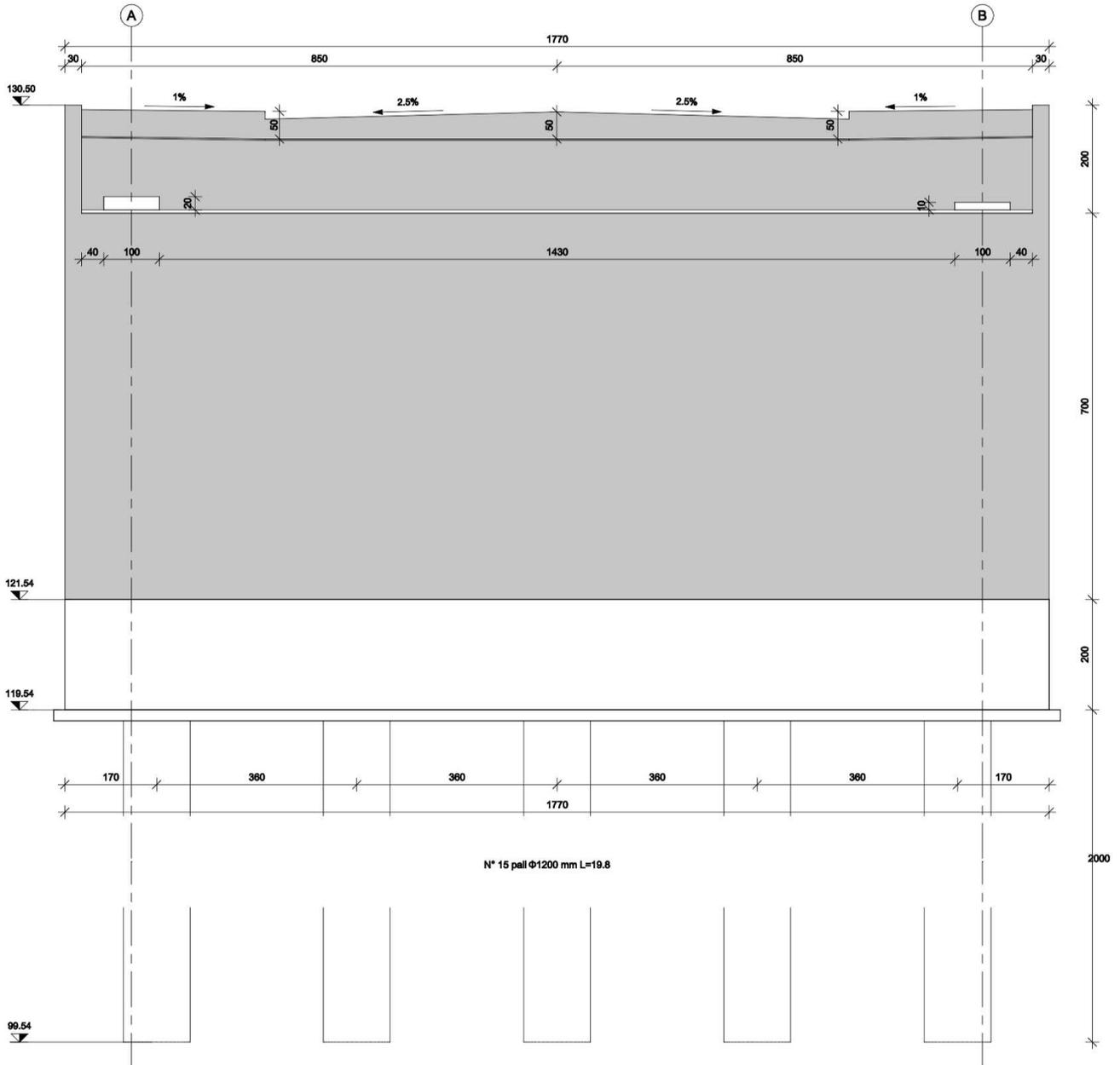
- Relativamente alla geometria delle platee di fondazione delle spalle e alla disposizione dei pali in pianta si rimanda agli elaborati grafici di riferimento presenti in progetto.
- Propedeuticamente alla realizzazione della spalla 2, allo scopo di raggiungere con lo scavo la quota di imposta delle fondazioni, è prevista l'esecuzione di opere di sostegno provvisore costituite da coronelle di pali secanti, aventi diametro  $\phi$  1000 mm e interasse 800 mm. La coronella della spalla 2 viene realizzata dalla quota 122.55 m.s.l.m.
- Le altezze di scavo da sostenere risultano ridotte rispetto a quelle delle pile, pertanto, non sono previsti contrasti per mezzo di puntoni metallici.
- Nelle seguenti figure vengono riportate le sezioni trasversali delle spalle.



**Sezione trasversale Spalla A**

**Sezione A-A**

1 : 50



**Sezione trasversale Spalla B**

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 17 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo “agli Stati Limite” e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

### 2.1 Normativa emessa dallo stato italiano

- *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Decreto 17 gennaio 2018*  
**AGGIORNAMENTO DELLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI”**  
(nel seguito denominate NTC-2018)
- *Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.*  
**ISTRUZIONE PER L'APPLICAZIONE DELL'AGGIORNAMENTO DELLE “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” DI CUI AL DECRETO MINISTERIALE 17 GENNAIO 2018**

### 2.2 Normativa emessa da enti pubblici

- **UNI EN 206:2021** - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2016** - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.
- **UNI EN 1991-1-5:2004**  
Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- **UNI EN 1992-1-1:2015**  
Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-1:2014**  
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **UNI EN 1993-1-5:2019**  
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- **UNI EN 1993-1-8:2005**  
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- **UNI EN 1993-1-9:2005**  
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica
- **UNI EN 1993-1-10:2005**  
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- **UNI EN 1993-2:2007**  
Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- **UNI EN 1994-2:2006**  
Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-cls - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
- **UNI EN 1998-1:2013**  
Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- **UNI EN 1998-2:2011**  
Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti
- **CNR-DT 207/2008**  
Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA 	MANDANTI   	A	18 di 342
			Data 10/2023	

### 3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo descritti di seguito. Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

#### 3.1 Programmi di calcolo numerico FEM

Il calcolo delle sollecitazioni è sviluppato utilizzando i seguenti programmi di calcolo:

- **CSI BRIDGE - Versione 21**  
*Prodotto da "Computers & Structures, Inc. (CSI)"*  
Licenza n. 2010-\*1MB68WA7FTWJVPU concessa a Pro Iter S.r.l.  
Programma ad elementi finiti per l'analisi integrata in 3D, la progettazione e la valutazione di ponti e viadotti.
- **SAP2000 - Versione 21**  
*Prodotto da "Computers & Structures, Inc. (CSI)"*  
Licenza n. 2010-\*1MB68WA7FTWJVPU concessa a Pro Iter S.r.l.  
Programma ad elementi finiti per l'analisi e la progettazione di strutture in generale.

Il programma permette l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Il software è caratterizzato da una potente interfaccia grafica di grande facilità d'uso e produttività, tramite la quale è possibile gestire la creazione del modello, l'esecuzione delle analisi e delle verifiche, l'ottimizzazione del progetto e la produzione degli output.

Il software possiede alcune sofisticate caratteristiche di base quali:

- Solutore veloce;
- Possibilità di definire carichi in termini di forze e spostamenti;
- Possibilità di definire elementi frame non prismatici, con geometrie integralmente definibili dall'utente mediante un apposito Section Designer;
- Possibilità di definire elementi di controvento in grado di lavorare unicamente in trazione;
- Possibilità di definire elementi shell molto accurati anche a più strati;
- Analisi modale di Eigen e di Ritz;
- Sistemi di coordinate multiple per geometrie inclinate;
- Svariate opzioni di vincolo interno ed esterno;
- Capacità di combinare insieme mesh definite separatamente;
- Molle 6x6 a rigidità completamente accoppiata;
- Capacità di combinare insieme o di involuppare all'interno di una singola esecuzione analisi dinamiche multiple.
- Possibilità di definire carichi mobili;
- Possibilità di definire elementi Link non lineari (Gap, Hook, isolatori, smorzatori, plastici multi-lineari);
- Possibilità di definire cerniere plastiche multi-lineari da utilizzare con gli elementi frame, funi, molle dipendenti dalla frequenza ed elementi shell multistrato non lineari.
- Possibilità di eseguire analisi statiche non lineari per geometria e materiali (Pushover);
- Possibilità di eseguire analisi time-history non lineari con sovrapposizione modale o integrazione diretta;
- Possibilità di eseguire analisi di instabilità (Buckling).

È possibile avere accesso a tutti i dati del programma, incluse le informazioni sul modello, i risultati dell'analisi e i risultati delle verifiche, attraverso un archivio a struttura tabulare. I dati tabulari possono essere rappresentati e editati direttamente per mezzo dell'interfaccia grafica oppure esportati a un archivio Microsoft Access o a un foglio di lavoro Microsoft Excel o anche ad un semplice file di testo. È possibile utilizzare i dati

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 19 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

così esportati per creare relazioni o per eseguire calcoli autonomi. Questi medesimi dati tabulari possono a loro volta essere creati autonomamente e quindi importati all'interno del programma, consentendo così all'utente di generare o modificare i propri modelli all'esterno del programma stesso. Esiste inoltre la possibilità di scambiare dati con svariati altri programmi molto diffusi per il disegno e per il calcolo.

Il metodo degli elementi finiti può essere considerato una estensione al campo dei corpi elastici continui del metodo degli spostamenti, dove si realizza una approssimazione fisica della struttura mediante elementi (travi, aste ecc.), per i quali si possono definire in forma esatta le relazioni forze-spostamenti ai nodi. Per analogia, si sostituisce al corpo elastico continuo il modello ad elementi finiti e si riducono ai nodi le infinite connessioni presenti. L'elemento atto a riprodurre il comportamento fisico di una parte molto piccola del modello viene visualizzato come una sottoregione in cui definire a priori, in modo possibilmente semplice, l'andamento delle funzioni incognite rappresentate dalle componenti dello spostamento.

Le relazioni analitiche fra caratteristiche di deformazione, spostamenti, sollecitazioni e tensioni nei materiali sono regolate dalla teoria classica della Scienza delle Costruzioni.

Una volta acquisiti i dati, il software effettua una serie di controlli formali sulla correttezza dell'input (controllo di eventuali labilità del modello), calcola le rigidzze dei singoli elementi, assembla la matrice di rigidzza globale della struttura, costruisce il vettore dei carichi, risolve il sistema di equazioni lineari rappresentativo del problema e calcola le sollecitazioni negli elementi strutturali. I carichi vengono applicati alla struttura mediante una serie di condizioni elementari che poi l'utente può combinare a piacere in quelli che vengono chiamati Load Case, che il software utilizza nell'analisi della struttura. Le sollecitazioni utilizzate dal programma nella verifica/progetto delle sezioni (Load Combinations) sono a loro volta delle combinazioni lineari dei Load Case. Tali combinazioni possono essere definite dall'utente, ovvero in modo automatico dal software in funzione della normativa selezionata.

### 3.1.1 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. Il nome SAP è sinonimo di soluzioni analitiche allo stato dell'arte fin dall'introduzione, oltre trent'anni fa, delle prime versioni SAP, SOLIDSAP e SAPIV, versioni a loro volta seguite dalle più recenti implementazioni per PC, SAP80 e SAP90. Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche e con analisi eseguite con altri softwares.

## 3.2 **Altri programmi di calcolo utilizzati**

Le verifiche delle sezioni in c.a. vengono eseguite con il seguente programma di calcolo commerciale:

- **STSVersL**  
Licenza concessa a Pro Iter S.r.l.  
Programma per le principali verifiche di resistenza di elementi in cemento armato.
- **RC – SEC Versione: 2022.14.1.1060**  
*Prodotto e distribuito da GeoStru*  
Licenza ZNIA9-860TU-10XKX-PE50J concessa a Pro Iter S.r.l.  
Programma per le principali verifiche di resistenza di elementi in cemento armato.
- **Flac 3D 7.0**  
Harpaceas – Centro di Analisi Strutturale s.r.l.  
Programma di calcolo per analisi tridimensionali alle differenze finite

<p>CODIFICA DOCUMENTO</p> <p>P 01-VI 03-STR-RE 02</p>	<p>PROGETTAZIONE</p> <p>MANDATARIA</p>  <p>MANDANTI</p>   	<p>REV.</p> <p>A</p>	<p>FOGLIO</p> <p>20 di 342</p>
		<p>Data</p> <p>10/2023</p>	

- **Paratie Plus, versione 23**

Harpaceas – Centro di Analisi Strutturale s.r.l.

Codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	21 di 342
			Data 10/2023	

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Acciaio da carpenteria

#### 4.1.1 Pulvini, irrigidenti e piatti

In base a quanto riportato nelle NTC-2018 paragrafo 11.3.4, si utilizza un acciaio da carpenteria conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 con marcatura CE.

Si utilizza un acciaio strutturale tipo **S355J2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	E = 210000 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$ -
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0.000012$ °C <sup>-1</sup>
Massa volumica	$\rho = 7850$ kg/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40$ mm)	$f_{yk} = 355$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40$ mm)	$f_{tk} = 510$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento ( $40$ mm $< t \leq 80$ mm)	$f_{yk} = 335$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura ( $40$ mm $< t \leq 80$ mm)	$f_{tk} = 490$ N/mm <sup>2</sup>

#### 4.1.2 Struttura di sostegno carter

In base a quanto riportato nelle NTC-2018 paragrafo 11.3.4, si utilizza un acciaio da carpenteria conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 con marcatura CE.

Si utilizza un acciaio strutturale tipo **S275J0** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	E = 210000 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$ -
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0.000012$ °C <sup>-1</sup>
Massa volumica	$\rho = 7850$ kg/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40$ mm)	$f_{yk} = 275$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40$ mm)	$f_{tk} = 430$ N/mm <sup>2</sup>

#### 4.1.3 Micropali e puntoni metallici

In base a quanto riportato nelle NTC-2018 paragrafo 11.3.4, si utilizza un acciaio da carpenteria conforme alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 con marcatura CE.

Si utilizza un acciaio strutturale tipo **S355J2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	E = 210000 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$ -
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 0.000012$ °C <sup>-1</sup>
Massa volumica	$\rho = 7850$ kg/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di snervamento ( $t \leq 40$ mm)	$f_{yk} = 355$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura ( $t \leq 40$ mm)	$f_{tk} = 510$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento ( $40$ mm $< t \leq 80$ mm)	$f_{yk} = 335$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura ( $40$ mm $< t \leq 80$ mm)	$f_{tk} = 490$ N/mm <sup>2</sup>

#### 4.1.4 Saldature

In base a quanto riportato nelle NTC-2018 paragrafo 11.3.4.5, la saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011.

In particolare, tutte le saldature delle membrature principali (e comunque, ove non specificata la tipologia) dovranno essere eseguite con **saldature a piena penetrazione**.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D-VisionArchitecture	A	22 di 342
			Data 10/2023	

Solo ove specificato sugli elaborati progettuali, le saldature dovranno essere eseguite a **cordoni d'angolo continui**, con altezza della sezione di gola pari ad almeno 0.7 volte lo spessore minimo da unire.

## 4.2 Calcestruzzo

Per l'opera vengono indicate le classi di esposizione prendendo in considerazione gli aspetti legati alla corrosione indotta dalla carbonatazione e agli effetti dei cicli di gelo-disgelo. Si utilizzano i seguenti valori di copriferro:

- Elevazione (classe di esposizione XC4+XD1+XF2): copriferro netto minimo pari a 40 mm;
- Fondazione (classe di esposizione XC2): copriferro netto minimo pari a 40 mm.
- Pali di fondazione (classe di esposizione XC2): copriferro netto minimo pari a 70 mm.

### 4.2.1 Fusti pile

Si utilizza un cls di classe **C32/40**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	<b>40.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	<b>33.20</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	<b>41.20</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = \frac{22000 \times (f_{cm}/10)^0}{.3}$	<b>33643</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	<b>3.10</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	<b>2.17</b>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite Ultimo</b>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	<b>1.50</b>	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	<b>0.85</b>	--
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	<b>18.81</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	<b>1.45</b>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite di Esercizio</b>			
Tensione max di compressione - Comb. rara	$\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$	<b>19.92</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	$\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$	<b>14.94</b>	N/mm <sup>2</sup>

### 4.2.2 Fondazioni

Per la fondazione si utilizza un cls di classe **C30/37**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	<b>37.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	<b>30.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	<b>38.71</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	<b>33019.43</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	<b>2.94</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	<b>2.06</b>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite Ultimo</b>			
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	<b>1.50</b>	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	<b>0.85</b>	
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$	<b>17.40</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	<b>1.37</b>	N/mm <sup>2</sup>

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	23 di 342
			Data 10/2023	

### Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara  
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente

$$\begin{aligned} \sigma_c &< 0.60 \times f_{ck} &= & 18.426 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_c &< 0.45 \times f_{ck} &= & 13.82 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### 4.2.3 Pali di fondazione

Si utilizza un cls di classe **C32/40**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	<b>40.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	<b>33.20</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	<b>41.20</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = \frac{22000 \times (f_{cm}/10)^0}{.3}$	<b>33643</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	<b>3.10</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	<b>2.17</b>	N/mm <sup>2</sup>

### Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza  
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata  
Resistenza a compressione di calcolo  
Resistenza a trazione di calcolo

$$\begin{aligned} \gamma_c &= & 1.50 & \text{--} \\ \alpha_{cc} &= & 0.85 & \text{--} \\ f_{cd} &= \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c &= & 18.81 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c &= & 1.45 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara  
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente

$$\begin{aligned} \sigma_c &< 0.60 \times f_{ck} &= & 19.92 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_c &< 0.45 \times f_{ck} &= & 14.94 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### 4.2.4 Pali coronelle provvisorie

Si utilizza un cls di classe **C25/30**, con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	<b>30.00</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	<b>24.90</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	<b>32.90</b>	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_c = \frac{22000 \times (f_{cm}/10)^0}{.3}$	<b>31447</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	<b>2.56</b>	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm}$	<b>1.79</b>	N/mm <sup>2</sup>

### Stato Limite Ultimo

Coefficiente parziale di sicurezza  
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata  
Resistenza a compressione di calcolo  
Resistenza a trazione di calcolo

$$\begin{aligned} \gamma_c &= & 1.50 & \text{--} \\ \alpha_{cc} &= & 0.85 & \text{--} \\ f_{cd} &= \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c &= & 14.11 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_c &= & 1.19 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### Stato Limite di Esercizio

Tensione max di compressione - Comb. rara  
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente

$$\begin{aligned} \sigma_c &< 0.60 \times f_{ck} &= & 14.94 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_c &< 0.45 \times f_{ck} &= & 11.20 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

### 4.2.5 Acciaio da cemento armato

Si utilizza acciaio per cemento armato tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche:

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 24 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    CITIZIA s.r.l. D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540.00 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	$f_{yk} =$	450.00 N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite Ultimo</b>		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15 --
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	= 391.30 N/mm <sup>2</sup>
<b>Stato Limite di Esercizio</b>		
Tensione massima di trazione	$\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$	= 360.00 N/mm <sup>2</sup>

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>CITIZIA</b> S.p.A. s.r.l.  <b>sinergo</b>  <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	A	25 di 342
			Data 10/2023	

## 5 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

Il presente capitolo illustra nel dettaglio i criteri generali di verifica adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### 5.1 Criteri di verifica per le sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato relative alla soletta in c.a. si effettuano le seguenti verifiche:

- 1) Stato Limite Ultimo per presso-flessione;
- 2) Stato Limite Ultimo per taglio;
- 3) Stato Limite di Esercizio per la limitazione delle tensioni;
- 4) Stato Limite di Fessurazione.

#### 5.1.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo: presso-flessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e la massima agente.

Le verifiche flessionali allo SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono state dedotte a partire dalle deformazioni utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per quanto attiene la legge  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con:  $\epsilon_{c2} = 0,2\%$  -  $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ .

Per quanto riguarda l'acciaio si è assunto un diagramma bilineare elastico-perfettamente plastico.

#### 5.1.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio, calcolata con la seguente espressione:

$$V_{Rd,c} = \max\left\{ \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d ; (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

- Valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento, calcolato con la seguente espressione:

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta$$

- Valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse, calcolato con la seguente espressione:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd}}{\cot \vartheta + \tan \vartheta}$$

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA CITIZIA S.p.A. s.r.l.  sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	A	26 di 342
			Data 10/2023	

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.00$  (con d in mm);
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ ;
- $A_{sl}$  = area dell'armatura tesa;
- $b_w$  = larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$  (negativa se di compressione);
- $N_{Ed}$  = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- $A_c$  = area della sezione di calcestruzzo;
- $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$ ;
- $k_1 = 0.15$ ;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $v = 0.5$  (per calcestruzzi fino a C70/85);
- $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ ;
- $A_{sw}$  = area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- $s$  = passo delle staffe;
- $f_{ywd}$  = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo;
- $v_1 = v$  (coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio);
- $\alpha_{cw}$  = coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale variabile da 1.00 a 1.25 in funzione del rapporto  $\sigma_c/f_{cd}$ .

### 5.1.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare per entrambi i materiali, ma trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo. Per tenere conto della viscosità del calcestruzzo si considera un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15.

La verifica è soddisfatta se:

- Combinazioni Quasi Permanenti:  $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$   
 $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$
- Combinazioni Caratteristiche (o Rare):  $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$   
 $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk}$

### 5.1.4 Verifiche a Stato Limite di Fessurazione

L'apertura delle fessure è calcolata, con riferimento alla EN1992-1-1, attraverso la seguente espressione:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

- $s_{r,max}$  = distanza massima tra le fessure;
- $\epsilon_{sm}$  = deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- $\epsilon_{cm}$  = deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi può essere ottenuto come:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 - \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- $\sigma_s$  = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- $\alpha_e$  = equivale al rapporto  $E_s/E_{cm}$ ;

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	27 di 342
			Data 10/2023	

- $f_{ct,eff}$  = valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo, pari a 3.35 MPa;
- $\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)}{A_{c,eff}}$
- $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione. Per il calcolo di tale area, l'altezza efficace  $h_{c,eff}$  è stata valutata secondo quanto riportato al punto 7.3.2 (3) della EN1992-1-1;
- $A'_p$  = area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di  $A_{c,eff}$  (pari a 0 nel caso in esame);
- $\xi_1$  = rapporto modificato della resistenza per aderenza che tiene conto dei diversi diametri dell'acciaio da precompressione e di quello ordinario (in questo caso pari a 1 essendoci solo armatura ordinaria);
- $k_t$  = fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0.4 per carichi di lunga durata.

La distanza massima finale tra le fessure può essere invece ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff}$$

dove:

- $\Phi$  = diametro delle barre. Se in una sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda di adottare un diametro equivalente,  $\Phi_{eq}$ . Per una sezione con  $n_1$  barre di diametro  $\Phi_1$  e  $n_2$  barre di diametro  $\Phi_2$ , si raccomanda di adottare l'espressione seguente:

$$\Phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \Phi_1^2 + n_2 \cdot \Phi_2^2}{n_1 \cdot \Phi_1 + n_2 \cdot \Phi_2}$$

- $c$  = ricoprimento dell'armatura;
- $k_1$  = coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente, pari a 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- $k_2$  = coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni, vale 1.0 per trazione pura e 0.5 per flessione;
- $k_3$  = coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 3.4;
- $k_4$  = coefficiente per il quale si raccomanda di utilizzare il valore di 0.425.

La verifica è soddisfatta se l'apertura delle fessure risulta essere:

- $w_k \leq 0.2$  mm (per combinazioni Quasi Permanenti)
- $w_k \leq 0.3$  mm (per combinazione Frequenti)

## 5.2 Criteri di gerarchia delle resistenze

Nel caso delle pile dissipative, il dimensionamento delle armature dei fusti delle pile del viadotto è stato eseguito secondo i criteri previsti dalla gerarchia delle resistenze, in riferimento al punto 7.9.5.1.1 delle NTC18 in cui per le verifiche di resistenza a pressoflessione si ha che nelle sezioni comprese nelle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

dove:

- $M_{Ed}$  è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) derivante dall'analisi;
- $M_{Rd}$  è la capacità flessionale, calcolata sul relativo dominio di resistenza allo SLU in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone dissipative, deve risultare:

$$M_{prc} \leq M_{yd}$$

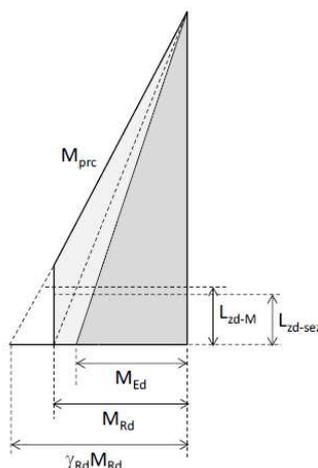
Dove

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 28 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA S.p.A.</b> INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	<b>sinergo</b> <b>D_VA</b> <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

- $M_{prc}$  è la domanda flessionale (accompagnata dalla domanda flessionale in direzione ortogonale assunta come ad essa contemporanea) calcolata come  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ ;
- $M_{yd}$  è la capacità flessionale corrispondente alla curvatura convenzionale di prima plasticizzazione, calcolata in corrispondenza della sollecitazione assiale agente.

Qualora, al di fuori delle zone dissipative delle pile, la domanda flessionale  $M_{prc}$  superi il valore  $M_{Rd}$  delle zone dissipative stesse, si adotta quest'ultimo al posto di  $M_{prc}$ . Operativamente si è proceduto valutando in primo luogo la domanda sismica flessionale  $M_{Edx}$  e  $M_{Edy}$ , considerando contemporaneamente entrambe le componenti del sisma nelle due direzioni (100% sisma X + 100% sisma Y). Con tale sollecitazione si è proceduto alla definizione delle armature alla base del fusto della pila al fine di ottenere  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ .

Successivamente si è calcolato il momento  $M_{prc}$  nelle due direzioni moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, come mostrato nella figura seguente.



**Figura 1 – Gerarchia delle resistenze per pressoflessione**

Ottenuto il momento  $M_{prc}$  si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente. L'altezza della zona di cerniera plastica è stata valutata in conformità con quanto previsto al punto 7.9.6.1.3 delle NTC18 assumendo la maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione del momento flettente;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%.

Per le verifiche di resistenza a taglio, le NTC18 prevedono ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, che la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	29 di 342
			Data 10/2023	

dove  $L_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25$$

La capacità a taglio delle sezioni delle pile è calcolata come indicato nel § 4.1.2.3.5, dove il braccio delle forze interne  $z$  può essere assunto pari a  $0,9d$  per le sezioni rettangolari piene o cave,  $0,75d$  per le sezioni circolari piene e  $0,60d$  per le sezioni circolari cave.

Nelle zone dissipative delle pile progettate in CD"A", l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a  $45^\circ$ .

Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo laddove sia necessaria armatura di confinamento.

Per elementi tozzi, con  $\alpha < 2,0$  (vedi § 7.9.2.1), deve essere eseguita anche la verifica a scorrimento.

### 5.3 Criteri di verifica per le sezioni in acciaio

#### Stato Limite Ultimo per flessione, sforzo normale e taglio

Al fine di garantire il corretto approccio di verifica nelle diverse fasi di costruzione della struttura e per le diverse sollecitazioni individuate, è necessario classificare le sezioni trasversali degli elementi strutturali in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico, secondo quanto indicato nel paragrafo 4.2.3.1 delle NTC-2018.

Nello specifico si valutano i massimi rapporti di larghezza/spessore per ciascuna parte compressa delle piattabande esterne secondo quanto definito in Tab.4.2.III-IV delle NTC-2018 e riportato di seguito.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$s/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha \geq 0,5$ $c/t \leq \frac{390}{130-1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ $c/t \leq \frac{390}{\alpha}$			
2	$s/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 35\epsilon$	quando $\alpha \geq 0,5$ $c/t \leq \frac{390}{130-1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ $c/t \leq \frac{41,5}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi \geq -1$ $c/t \leq \frac{420}{0,07+0,33 \psi }$ quando $\psi \leq -1$ $c/t \leq 62\epsilon(1-\sqrt{1-\psi})$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_{yk}}$	$f_{yk}$	355	375	355	420	460
	$\psi$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\* )  $\psi \leq -1$  si applica se la reazione di compressione  $\alpha \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_s > \epsilon_{yk} / E$

La **verifica per tensioni normali** (flessione e sforzo normale) è stata effettuata in due diverse situazioni:

- a) La sezione non ha ancora un comportamento di tipo composto in quanto il calcestruzzo non ha completato le operazioni di presa ed indurimento. Questa situazione si sviluppa durante le fasi costruttive: le sollecitazioni sono quindi quelle relative al peso proprio dell'acciaio dell'impalcato ed al getto fluido di soletta. La sezione resistente è rappresentata dalla sola parte in acciaio che, a causa degli elevati rapporti tra lunghezza e spessore dell'anima, risulta sempre di classe 4. Il calcolo è effettuato considerando la sezione efficace e controllando che le tensioni (valutate in campo elastico) risultino inferiori al valore limite da normativa  $f_y/\gamma_{M0}$  (con  $f_y$  funzione sia del grado di acciaio che dello spessore).
- b) Il calcestruzzo ha completato le reazioni di presa ed indurimento e quindi la risposta della sezione è di tipo composto. In tale situazione la sezione resistente è rappresentata da:
  - Per le zone a momento positivo: dalla parte in acciaio e dalla porzione di soletta compressa (considerando la larghezza efficace di soletta effettivamente collaborante);
  - Per le zone a momento negativo: dalla parte in acciaio e dalle barre di armatura presenti nella larghezza di soletta effettivamente collaborante.

La **verifica a taglio** è stata condotta in accordo con il punto C4.2.4.1.3.4.1 della Circolare 21 gennaio 2019 n.7 (e punto 5.2 della norma UNI EN 1993-1-5). In particolare, si precisa come i pannelli d'anima debbano essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza-spessore ( $h_w/t$ ) supera il valore (per pannelli irrigiditi):

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	31 di 342
			Data 10/2023	

Essendo:

- $\eta = 1.20$
- $h_w$  = altezza del pannello
- $t$  = spessore del pannello
- $k_\tau$  = minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello
- $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

La **resistenza all'instabilità per taglio** di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

in cui:

- $f_{yw}$  = tensione di snervamento del pannello;
- $V_{bw,Rd}$  = contributo resistente dell'anima, dato da:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

- $\chi_w$  = coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento;
- $V_{bf,Rd}$  = contributo alla resistenza dato dalla flangia (trascurato nel caso in esame).

Tabella C4.2.VII - Coefficienti  $\chi_w$  per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello

Coefficiente di snellezza	Coefficiente $\chi_w$ per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente $\chi_w$ per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\lambda_w$

Il coefficiente  $\chi_w$  dipende dalla rigidità del montante di appoggio, il quale per poter essere considerato rigido deve essere costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima poste ad una distanza longitudinale  $e > 0.1 \cdot h_w$  tali per cui l'area di ciascuna coppia di piatti sia almeno uguale a  $4 \cdot h_w \cdot t^2/e$ . Il parametro di snellezza può essere assunto, nel caso vi siano irrigiditori trasversali sia sugli appoggi che in posizioni intermedie, come:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}$$

Nelle formule precedenti  $t$  rappresenta lo spessore dell'anima,  $k_\tau$  è ricavabile dalle espressioni fornite al punto C4.2.4.1.3.4.1 della C4.2.VII della Circolare 21 gennaio 2019 n.7 (contenute anche nell'ANNEX A del documento UNI EN 1993-1-5), dove in assenza di irrigiditori longitudinali si ha:

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad \text{se } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \quad \text{se } a/h_w < 1$$

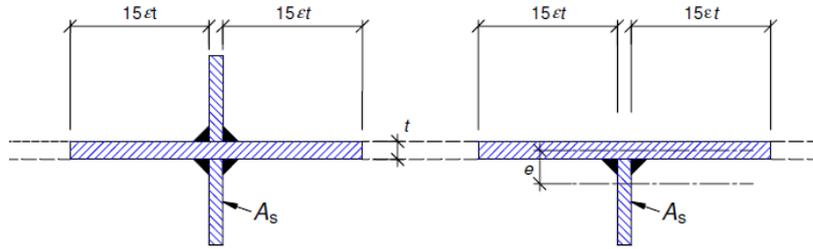
con "a" distanza longitudinale tra gli irrigiditori trasversali consecutivi.

Inoltre, un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia  $I_{st}$  soddisfa le relazioni seguenti:

$$I_{st} \geq 1.5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^3 \quad \text{se } a/h_w < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 0.75 \cdot h_w^3 \cdot t^3 \quad \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2}$$

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI  		REV. <b>A</b>	FOGLIO 32 di 342
			Data 10/2023	



**Sezione dell'irrigidimento trasversale effettiva per il calcolo di  $I_{st}$**

Infine, gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale:

$$N_{St,d} = V_{Ed} - \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \gamma_{M1}}$$

Nel caso di pannelli dotati di irrigiditori longitudinali, il contributo resistente dell'anima del pannello  $V_{bw,Rd}$  deve tener conto del coefficiente di instabilità a taglio  $\chi_w$  del sotto-pannello caratterizzato dal parametro di snellezza maggiore. Nello specifico, in accordo con quanto definito nell'ANNEX A della norma UNI EN 1993-1-5, le precedenti equazioni per  $k_\tau$  si modificano come segue:

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau l} \quad \text{se } a/h_w \geq 1$$

$$k_\tau = 4.00 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 + k_{\tau l} \quad \text{se } a/h_w < 1$$

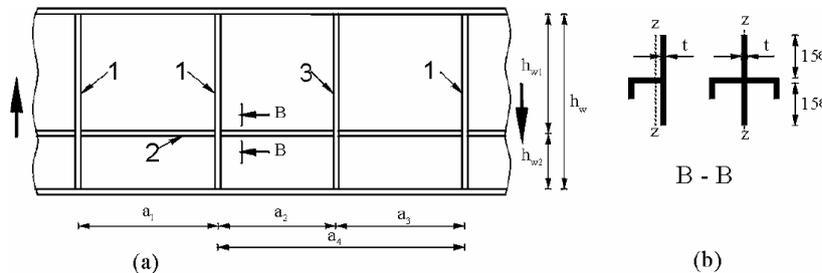
In cui:

$$k_{\tau l} = \max \left[ \left(\frac{3}{\alpha}\right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}\right)^3}; \frac{2.1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right] \quad \text{con } \alpha = a/h_w$$

Per pannelli con uno o due irrigidimenti longitudinali e  $\alpha < 3$  si ha:

$$k_\tau = 4.1 + \frac{1}{\alpha^2} \left(6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}\right) + 2.2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}$$

In cui  $I_{sl}$  è la somma dei momenti di inerzia degli irrigiditori longitudinali rispetto all'asse baricentrico parallelo al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante pari a  $15 \cdot \epsilon \cdot t$  da ciascun lato dell'irrigiditore.



- 1 Rigid transverse stiffener
- 2 Longitudinal stiffener
- 3 Non-rigid transverse stiffener

**Pannello con irrigidimenti longitudinali e trasversali**

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E SISMICA

### 6.1 Caratterizzazione geotecnica

Le fondazioni del viadotto Sieve 2 attraverso le seguenti formazioni:

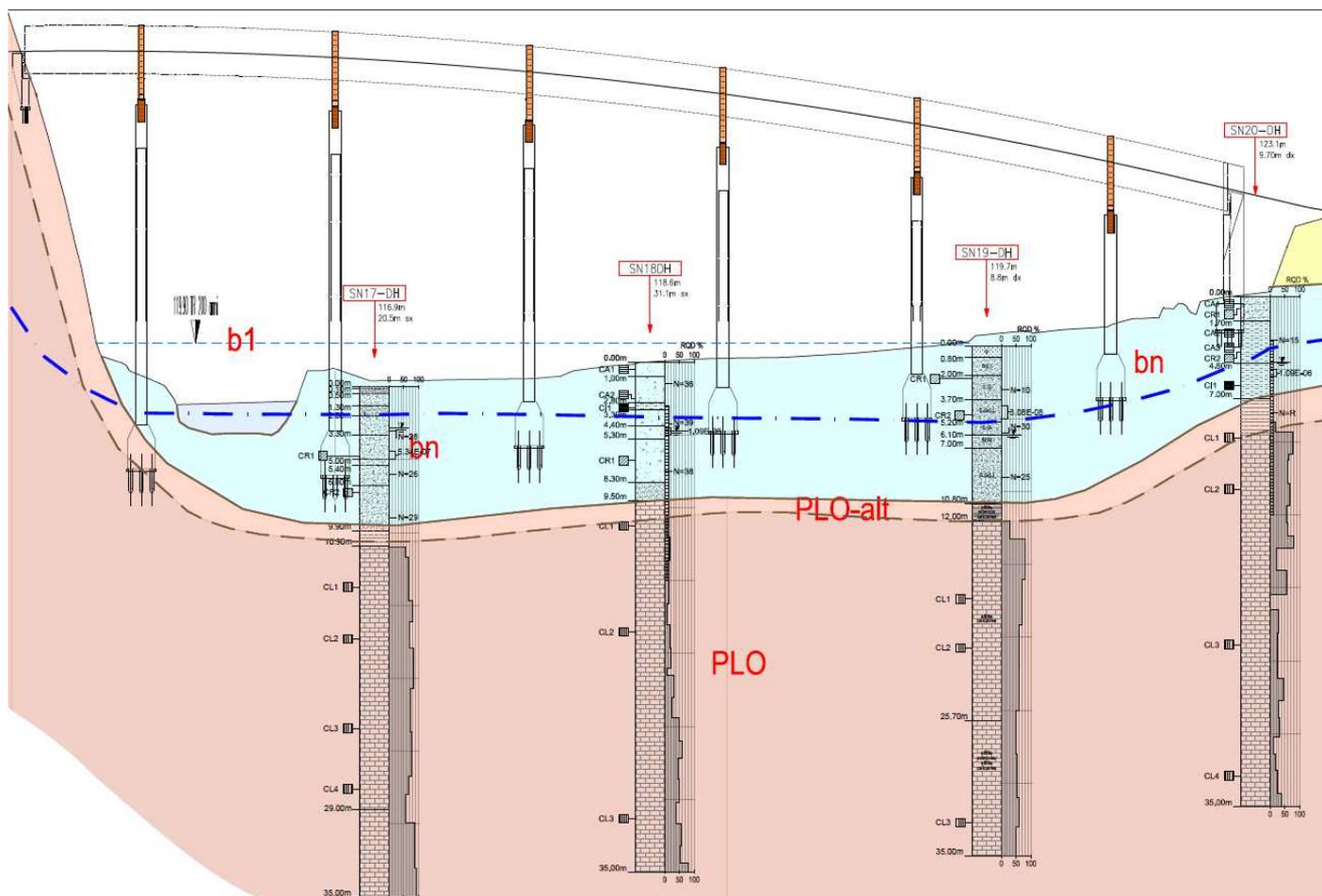
- depositi alluvionali terrazzati (bn);
- Siltiti di Poggiolo Salaiole alterate (PLO Alt);
- Siltiti di Poggiolo Salaiole (PLO).

Si riportano nella seguente tabella i valori dei parametri geotecnici adottati nel seguito.

Per ulteriori dettagli si faccia riferimento alla Relazione geotecnica generale.

	$\gamma_{\text{DRY}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{SAT}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\Phi'$ [°]	E [MPa]
bn	18	21	5	35	10+2z*
PLO Alt	25	25	84	52	436
PLO	25	25	213	57	1301

$z^*$ = profondità in [m]



Stralcio profilo geotecnico Viadotto Sieve 2

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	34 di 342
			Data 10/2023	

## 6.2 Caratterizzazione sismica del Viadotto Sieve 2

Il Viadotto Sieve 2 è caratterizzato in parte dalla categoria di sottosuolo A e in parte dalla categoria di sottosuolo E.

Il valore di  $a_{max}$  per le aree in categoria tipo **A**, ovvero **tra la Spalla 1 e la Pila 1 comprese**, sottende categorie topografiche tipo T2 e T1, rispettivamente per Spalla 1 e Pila 1.

Nel primo caso, in presenza di una categoria topografica T2 ( $S_T=1.06$ ), il valore di  $a_{max}$  risulta il seguente (**Spalla 1**):

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_{max}$ [g]
SLO	60	0.083
SLD	101	0.103
SLV	949	0.237
SLC	1950	0.295

mentre nel secondo caso, in presenza di una categoria topografica T1 ( $S_T=1.0$ ), il valore di  $a_{max}$  risulta il seguente (**Pila 1**):

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_{max}$ [g]
SLO	60	0.079
SLD	101	0.098
SLV	949	0.224
SLC	1950	0.280

Il valore di  $a_{max}$  per le aree in categoria tipo **E**, ovvero **tra la Pila 2 e la Spalla 2 comprese**, sottende categoria topografica T1 ( $S_T=1$ ) e risulta il seguente:

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_{max}$ [g]
SLO	60	0.126
SLD	101	0.157
SLV	949	0.317
SLC	1950	0.352

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	35 di 342
			Data 10/2023	

## 7 MODELLI DI CALCOLO

Per il dimensionamento dei pulvini metallici e delle pile in c.a. sono stati realizzati dei modelli di calcolo “ad hoc”, riportati in documenti a parte (a cui si rimanda per tutti i dettagli). Si precisa che gli scarichi dell’impalcato utilizzati per tali modellazioni sono stati estrapolati dal modello di calcolo globale dell’impalcato.

### 7.1 Modello di calcolo delle pile

Il modello di calcolo globale è stato sviluppato con l’ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti “CSI BRIDGE”.

In particolare, il modello si compone dei seguenti elementi:

Gli apparecchi di appoggio, realizzati con appositi link, consentono sempre tutte le rotazioni nello spazio e bloccano di volta in volta gli spostamenti nelle direzioni desiderate: risultano sempre bloccati gli spostamenti in direzione verticale, mentre gli spostamenti in direzione longitudinale e trasversale risultano libero o bloccati a seconda del tipo di appoggio previsto.

I pulvini sono realizzati con acciaio strutturale a sezione rettangolare cava ad altezza variabile e base costante, realizzati con elementi monodimensionali tipo ‘Frame’ posizionati a quota del loro asse baricentrico; tali elementi vengono introdotti nel modello di calcolo globale con il solo scopo di introdurre masse e rigidzze proprie del pulvino, in modo da garantire la correttezza di rigidzze e masse in testa alle pile (essenziali sia per lo studio delle fasi statiche che di quelle sismiche).

I fusti di elevazione, realizzati con elementi monodimensionali tipo ‘Frame’ in c.a., con sezione circolari piene (in testa e alla base) e sezioni circolari cave (parte centrale).

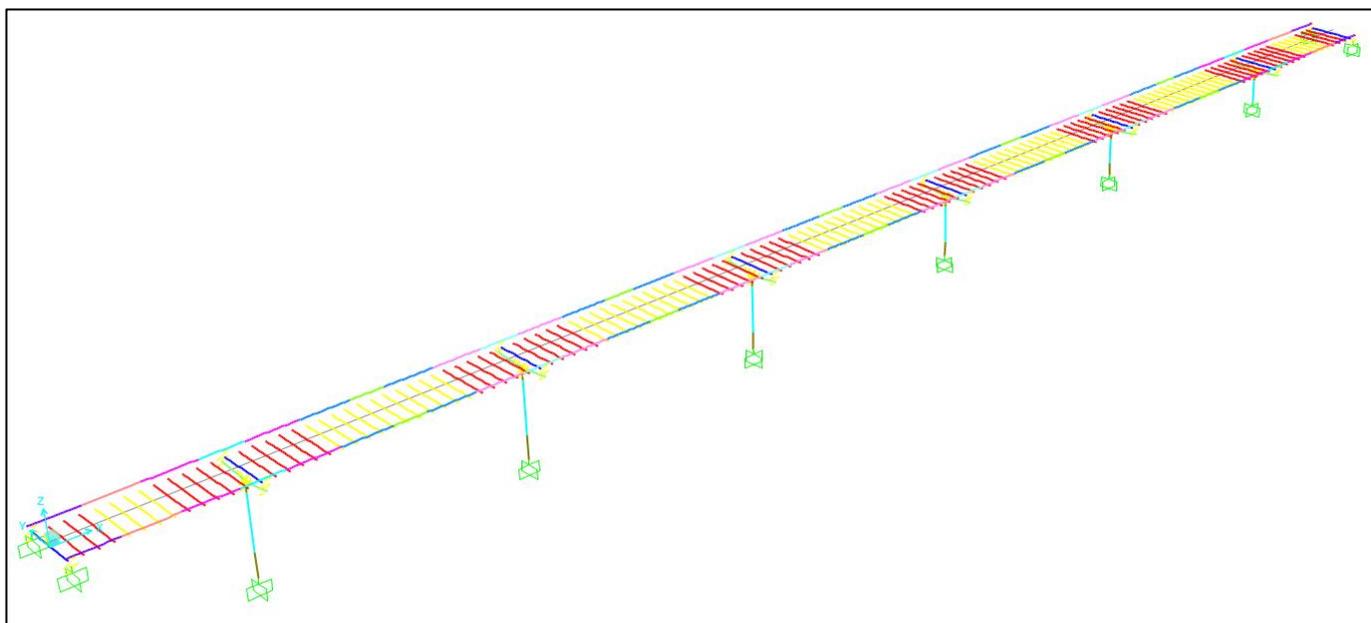
Alla base dei fusti delle pile sono introdotti dei ‘Restraint’ che simulano l’incastro dei fusti con le rispettive platee di fondazioni (non incluse nel modello di calcolo).

E’ opportuno inoltre precisare che, a seconda della fase di riferimento (costruzione, esercizio statico, esercizio con presenza di sisma), le sezioni dei traversi e gli apparecchi di appoggio possono avere caratteristiche differenti. In particolare:

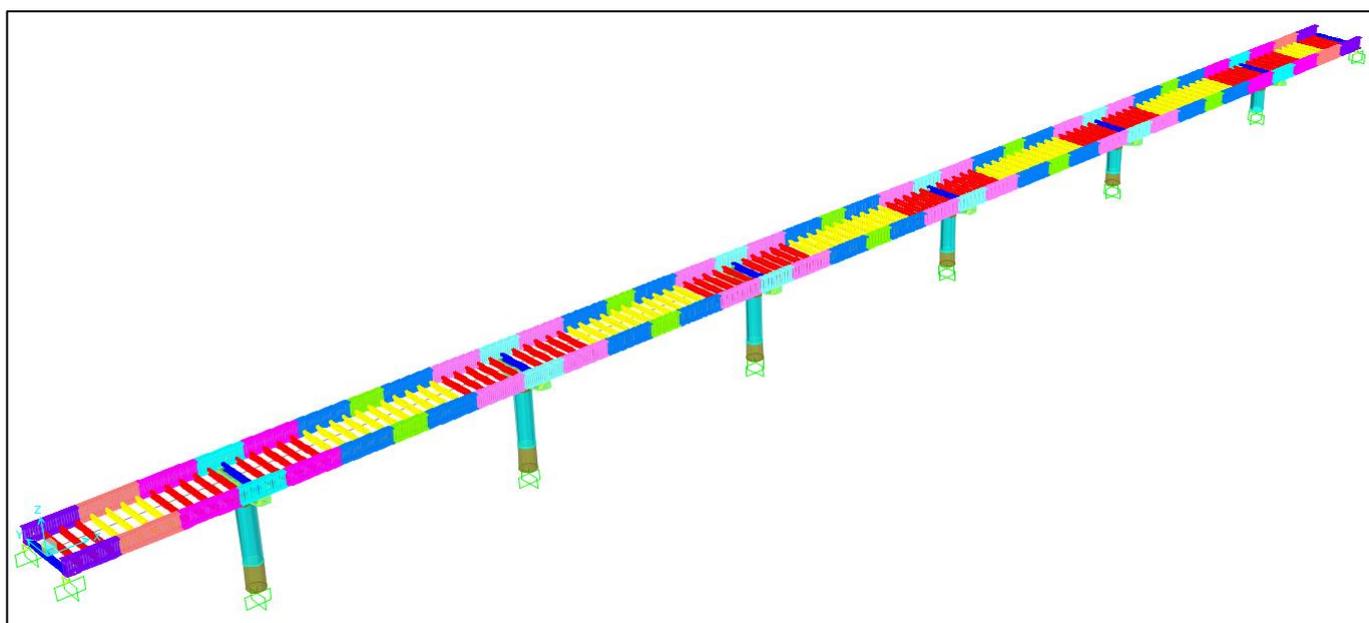
- Fase di costruzione iniziale:** in questa fase le sezioni strutturali dei traversi sono di solo acciaio e l’impalcato viene sollecitato dal solo peso proprio dell’acciaio (opportunamente incrementato) e dal peso del getto fluido di soletta). Lo schema di vincolamento dell’impalcato prevede n.2 appoggi fissi in senso longitudinale (sulla Pila 3) e n.8 appoggi fissi in senso trasversale (1 appoggio per ogni sottostruttura): in tal modo sono garantite le deformazioni dovute ai fenomeni lenti (p.e.: variazioni di temperatura).
- Fase di esercizio statico:** in questa fase le sezioni strutturali dei traversi sono a sezione mista acciaio/cls, con coefficiente di omogeneizzazione differente a seconda del tipo di carico sollecitante (breve o lunga durata). Lo schema di vincolamento risulta del tutto identico alla fase precedente.
- Fase di esercizio sismico:** in questa fase le sezioni strutturali dei traversi sono a sezione mista acciaio/cls, con coefficiente di omogeneizzazione per carichi di breve durata. Lo schema di vincolamento risulta variato rispetto alle fasi precedenti poiché entrano in azione i dispositivi tipo ‘Shock-Transitters’ posti in testa alle Pile 2 e 4: pertanto, in questa fase, lo schema di vincolo si compone di n.6 appoggi fissi in senso longitudinale (sulle Pile 2-3-4).

Si riportano nelle figure seguenti alcune viste del modello di calcolo precedentemente descritto.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 36 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>ETA</b> INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	<b>sinergo</b> <b>D_VA</b> <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	



***Vista assonometrica assi travi, trasversi e pile***



***Vista assonometrica estrusa travi, trasversi e pile***

#### 7.1.1 Letture del modello di calcolo

Per facilitare la lettura degli input del modello di calcolo e dei fogli di calcolo di post-processing (i cui tabulati vengono riportati in Appendice alla presente relazione), si precisa quanto segue:

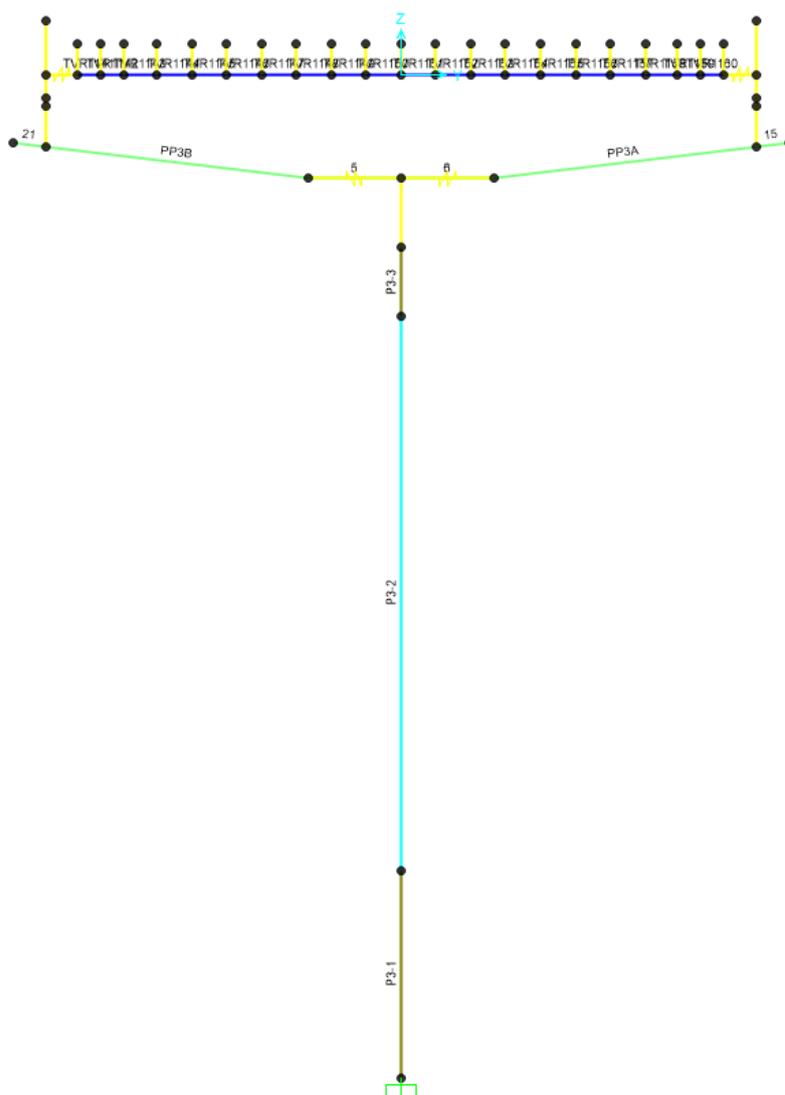
- Gli elementi 'Link' degli **appoggi** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da sei caratteri che riepilogano la trave e l'asse appoggi di riferimento, a partire dall'origine definita in precedenza. Pertanto, si avrà: APP-A1=appoggio Trave A su Asse Appoggi 1 (Spalla A), APP-B1=appoggio Trave B su Asse Appoggi 1 (Spalla A), APP-A2=appoggio Trave A su Asse Appoggi 2 (Pila 1), etc.
- Gli elementi 'Frame' dei **fusti delle pile** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da quattro caratteri (es: P1-1): i primi 2 caratteri identificano univocamente la Pila, l'ultimo numero identifica il tratto corrispondente (1=tratto di base a sezione piena, 2=tratto centrale a sezione cava, 3=tratto finale di sommità a sezione piena). I **nodi di base** di ciascun elemento del fusto

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 37 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA</b> INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

(incastro con la fondazione) sono identificati univocamente da un codice alfanumerico tipo "JP1": le prime due lettere indicano il nodo di base della pila, il numero è un riferimento univoco (1=Pila 1, etc.).

- Gli elementi 'Frame' dei **pulvini delle pile** sono identificati univocamente da un'etichetta alfanumerica composta da quattro caratteri (es: PP1A): i primi 3 caratteri identificano univocamente la Pila (Pulvino Pila X), l'ultimo numero identifica il ramo corrispondente (A=lato Trave A, B=lato Trave B).

Per tutti gli altri elementi presenti non è stato necessario procedere ad un riferimento univoco in quanto non utilizzati in fase di post-processing.

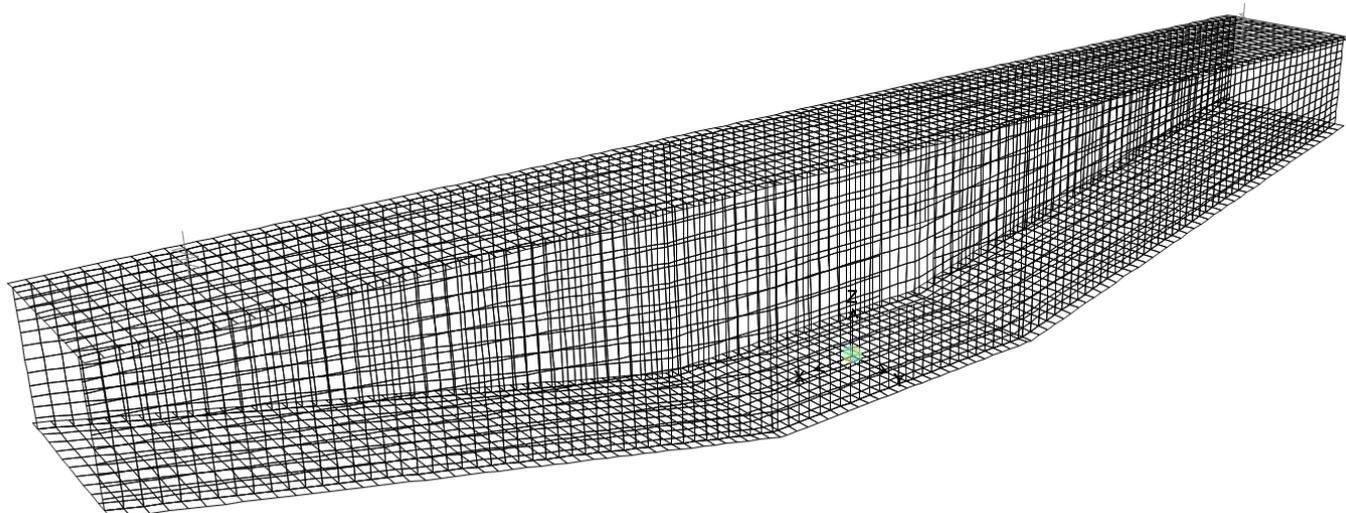


***Esempio di nomenclatura degli elementi (sezione trasversale su pila)***

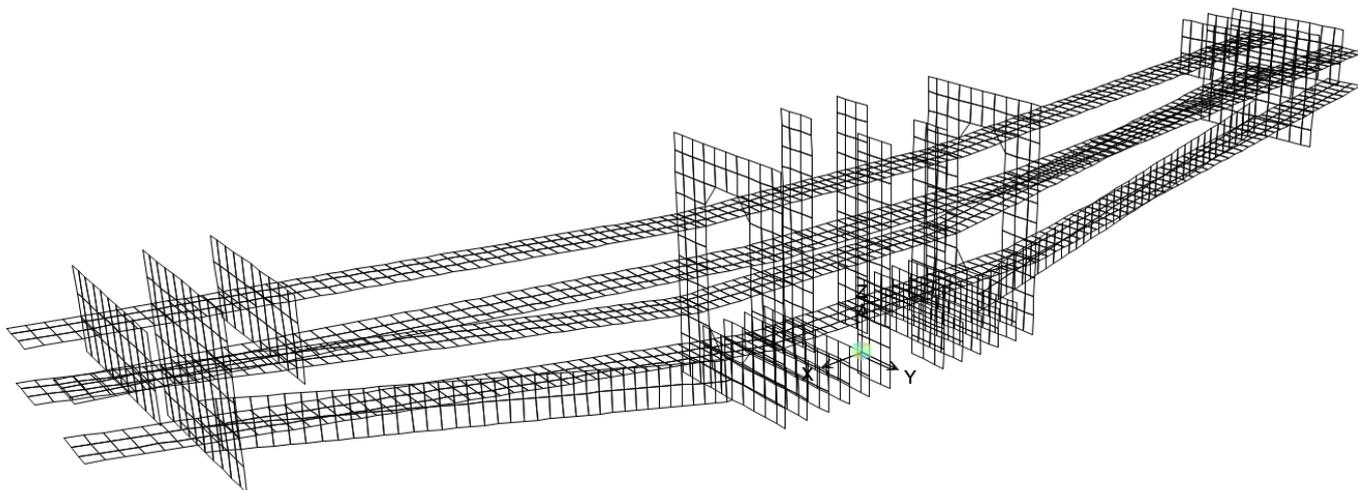
CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>ETA</b> INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

## 7.2 Modello di calcolo locale del pulvino

Il modello del pulvino è stato realizzato con il programma di calcolo "SAP2000" con elementi bidimensionali tipo 'Shell' generalmente rettangolari di dimensioni variabili. Le singole lastre sono state differenziate in gruppi dipendentemente dalla posizione e dalla funzione strutturale come illustrato nelle figure successive.



**Modello del pulvino- lastre esterne in vista**



**Modello del pulvino- irrigidenti interni in vista**

Le reazioni derivanti dagli scarichi sugli apparecchi d'appoggio sono state applicate su punti collegati alla piattabanda superiore attraverso link rigidi verticali mentre l'impronta degli apparecchi d'appoggio è stata modellata imponendo un vincolo "body" ai punti della piattabanda superiore nell'intorno degli irrigidenti verticali laterali, i punti corrispondenti sono così condizionati a spostarsi in modo rigido. L'intero sistema è vincolato sulla piattabanda inferiore centrale impedendo ad ogni punto appoggiato sulla testa della pila la traslazione sull'asse z più due punti vincolati nelle altre direzioni per rendere il sistema staticamente determinato.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 39 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ZITAZIA S.p.A. S.R.L. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

## 8 ANALISI DEI CARICHI

### 8.1 Pesì propri

#### 8.1.1 Acciaio da carpenteria

Il peso proprio degli elementi strutturali in acciaio da carpenteria sono valutati in ragione di 78.50 kN/mc e computati automaticamente dal programma di calcolo (condizione di carico **PTR**). Per tener conto dell'effettivo peso di tutti gli elementi non inseriti nel modello di calcolo (irrigidenti, pioli, giunti, ecc.), il peso proprio dell'acciaio viene ragionevolmente aumentato del 25%.

#### 8.1.2 Pila in c.a.

Il peso della pila in c.a., gettata in opera con l'ausilio di coppelle prefabbricate autoportanti in cls, è valutato in ragione di 25.00 kN/mc per uno spessore costante di 30 cm. Tale carico viene inserito come carico uniformemente distribuito sulle shell (condizione di carico **PGO**).

### 8.2 Scarichi su appoggi dei pulvini

Per quanto riguarda le pile, le sollecitazioni di verifica delle pile derivano dal modello di calcolo globale del viadotto: per l'analisi dei carichi e le relative combinazioni di carico si deve far riferimento al documento "P01-VI03-STR-RE01 - Relazione tecnica e di calcolo impalcato".

	Allin. Trave	Tipo Appoggio	SLU STATICI (SLU)			SLU SISMICI (SLV)		
			FT	FL	FV	FL	FT	FV
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P.1	A	M2	0	399	13312	0	0	7853
	B	UL2	774	438	14615	0	3362	7861
P.2	A	M3+ST	0	461	15360	2882	0	9190
	B	UL3+ST	1021	507	16886	2882	5764	9187
P.3	A	UT	0	631	15000	3262	0	9068
	B	F	-1043	753	16501	3262	6524	9062
P.4	A	M3+ST	0	753	15000	3942	0	9057
	B	UL3+ST	1050	753	16502	3942	6138	9055
P.5	A	M3	0	461	15358	0	0	9239
	B	UL3	1054	507	16884	0	5497	9235
P.6	A	M2	0	399	13,298	0	0	7,850
	B	UL2	779	439	14,642	0	5392	7858

### 8.3 Azioni variabili dovute al vento ( $q_5$ )

Le azioni variabili dovute al vento sono assimilate ad una serie di carichi statici che provocano deformazioni flessionali (sia nel piano verticale che nel piano orizzontale) e torsionale sull'impalcato. Per la definizione di tali azioni, ad integrazione di quanto riportato dalle NTC-2018, si prende come riferimento l'esautiva trattazione formulata nel documento di comprovata validità "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni" (CNR-DT 207/2008).

<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Zona</th> <th>Descrizione</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)</td></tr> <tr><td>2</td><td>Emilia Romagna</td></tr> <tr><td>3</td><td>Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)</td></tr> <tr><td>4</td><td>Sicilia e provincia di Reggio Calabria</td></tr> <tr><td>5</td><td>Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)</td></tr> <tr><td>6</td><td>Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)</td></tr> <tr><td>7</td><td>Liguria</td></tr> <tr><td>8</td><td>Provincia di Trieste</td></tr> <tr><td>9</td><td>Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Classe</th> <th>Descrizione per definizione dalla classe di rugosità</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>A</td><td>Aree urbane di cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m.</td></tr> <tr><td>B</td><td>Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive.</td></tr> <tr><td>C</td><td>Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D.</td></tr> <tr><td>D</td><td>Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate ghiacciate, mare, laghi...).</td></tr> </tbody> </table> 	Zona	Descrizione	1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	2	Emilia Romagna	3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	7	Liguria	8	Provincia di Trieste	9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	Classe	Descrizione per definizione dalla classe di rugosità	A	Aree urbane di cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m.	B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive.	C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D.	D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate ghiacciate, mare, laghi...).	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">INPUT DATI DI PROGETTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Proprietà della costruzione</td> <td>Costruzione di rilevante importanza</td> </tr> <tr> <td>Zona di riferimento</td> <td>Zona 3</td> </tr> <tr> <td>Classe di rugosità</td> <td>Classe D</td> </tr> <tr> <td>Categoria di esposizione</td> <td>Categoria II</td> </tr> <tr> <td>Altitudine del sito</td> <td>(valore massimo: 1500) <math>a_s</math> <b>200 m.s.l.m.</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di topografia</td> <td>(valore consigliato: 1) <math>C_t</math> <b>1.00</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente dinamico</td> <td>(valore consigliato: 1) <math>C_d</math> <b>1.00</b></td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Periodo di ritorno</td> <td><math>T_R</math> <b>100 anni</b></td> </tr> <tr> <td>Vita nominale della costruzione</td> <td><math>V_N</math> <b>100 anni</b></td> </tr> <tr> <td>Velocità base di riferimento al livello del mare</td> <td><math>V_{b,0}</math> <b>27.00 m/s</b></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Parametri (funzione della zona geografica)</td> <td><math>a_0</math> <b>500 m</b></td> </tr> <tr> <td><math>k_a</math> <b>0.37 s<sup>-1</sup></b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di altitudine</td> <td><math>C_a</math> <b>1.00</b></td> </tr> <tr> <td>Velocità di base di riferimento</td> <td><math>V_b</math> <b>27.00 m/s</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di ritorno</td> <td><math>C_r</math> <b>1.06</b></td> </tr> <tr> <td>Velocità di riferimento del vento</td> <td><math>V_r</math> <b>28.62 m/s</b></td> </tr> <tr> <td>Fattore di terreno (dip. da categoria di esposizione)</td> <td><math>k_r</math> <b>0.19</b></td> </tr> <tr> <td>Lunghezza di rugosità (dip. da categoria di esposizione)</td> <td><math>Z_0</math> <b>0.05 m</b></td> </tr> <tr> <td>Altezza minima (dip. da categoria di esposizione)</td> <td><math>Z_{min}</math> <b>4.00 m</b></td> </tr> <tr> <td>Densità media di massa dell'aria</td> <td><math>\rho</math> <b>1.25 kg/m<sup>3</sup></b></td> </tr> <tr> <td>Pressione cinetica di riferimento</td> <td><math>q_r</math> <b>0.51 kN/m<sup>2</sup></b></td> </tr> </tbody> </table>	INPUT DATI DI PROGETTO		Proprietà della costruzione	Costruzione di rilevante importanza	Zona di riferimento	Zona 3	Classe di rugosità	Classe D	Categoria di esposizione	Categoria II	Altitudine del sito	(valore massimo: 1500) $a_s$ <b>200 m.s.l.m.</b>	Coefficiente di topografia	(valore consigliato: 1) $C_t$ <b>1.00</b>	Coefficiente dinamico	(valore consigliato: 1) $C_d$ <b>1.00</b>	CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO		Periodo di ritorno	$T_R$ <b>100 anni</b>	Vita nominale della costruzione	$V_N$ <b>100 anni</b>	Velocità base di riferimento al livello del mare	$V_{b,0}$ <b>27.00 m/s</b>	Parametri (funzione della zona geografica)	$a_0$ <b>500 m</b>	$k_a$ <b>0.37 s<sup>-1</sup></b>	Coefficiente di altitudine	$C_a$ <b>1.00</b>	Velocità di base di riferimento	$V_b$ <b>27.00 m/s</b>	Coefficiente di ritorno	$C_r$ <b>1.06</b>	Velocità di riferimento del vento	$V_r$ <b>28.62 m/s</b>	Fattore di terreno (dip. da categoria di esposizione)	$k_r$ <b>0.19</b>	Lunghezza di rugosità (dip. da categoria di esposizione)	$Z_0$ <b>0.05 m</b>	Altezza minima (dip. da categoria di esposizione)	$Z_{min}$ <b>4.00 m</b>	Densità media di massa dell'aria	$\rho$ <b>1.25 kg/m<sup>3</sup></b>	Pressione cinetica di riferimento	$q_r$ <b>0.51 kN/m<sup>2</sup></b>
Zona	Descrizione																																																																											
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)																																																																											
2	Emilia Romagna																																																																											
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)																																																																											
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria																																																																											
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)																																																																											
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)																																																																											
7	Liguria																																																																											
8	Provincia di Trieste																																																																											
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto																																																																											
Classe	Descrizione per definizione dalla classe di rugosità																																																																											
A	Aree urbane di cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m.																																																																											
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive.																																																																											
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D.																																																																											
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate ghiacciate, mare, laghi...).																																																																											
INPUT DATI DI PROGETTO																																																																												
Proprietà della costruzione	Costruzione di rilevante importanza																																																																											
Zona di riferimento	Zona 3																																																																											
Classe di rugosità	Classe D																																																																											
Categoria di esposizione	Categoria II																																																																											
Altitudine del sito	(valore massimo: 1500) $a_s$ <b>200 m.s.l.m.</b>																																																																											
Coefficiente di topografia	(valore consigliato: 1) $C_t$ <b>1.00</b>																																																																											
Coefficiente dinamico	(valore consigliato: 1) $C_d$ <b>1.00</b>																																																																											
CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO																																																																												
Periodo di ritorno	$T_R$ <b>100 anni</b>																																																																											
Vita nominale della costruzione	$V_N$ <b>100 anni</b>																																																																											
Velocità base di riferimento al livello del mare	$V_{b,0}$ <b>27.00 m/s</b>																																																																											
Parametri (funzione della zona geografica)	$a_0$ <b>500 m</b>																																																																											
	$k_a$ <b>0.37 s<sup>-1</sup></b>																																																																											
Coefficiente di altitudine	$C_a$ <b>1.00</b>																																																																											
Velocità di base di riferimento	$V_b$ <b>27.00 m/s</b>																																																																											
Coefficiente di ritorno	$C_r$ <b>1.06</b>																																																																											
Velocità di riferimento del vento	$V_r$ <b>28.62 m/s</b>																																																																											
Fattore di terreno (dip. da categoria di esposizione)	$k_r$ <b>0.19</b>																																																																											
Lunghezza di rugosità (dip. da categoria di esposizione)	$Z_0$ <b>0.05 m</b>																																																																											
Altezza minima (dip. da categoria di esposizione)	$Z_{min}$ <b>4.00 m</b>																																																																											
Densità media di massa dell'aria	$\rho$ <b>1.25 kg/m<sup>3</sup></b>																																																																											
Pressione cinetica di riferimento	$q_r$ <b>0.51 kN/m<sup>2</sup></b>																																																																											

Dopo aver valutato la pressione cinetica di riferimento, vengono calcolati i coefficienti di esposizione e di forza (secondo quanto esposto nel documento CNR-DT 207/2008) per i seguenti elementi costituenti il modello:

- Pulvini (appendice G.10.3 "Strutture ed elementi strutturali a sezione rettangolare").
- Fusti delle pile (appendice G.10.6 "Strutture snelle ed elementi strutturali allungati a sezione circolare").

#### 8.3.1 Azioni sui pulvini

Tutte i pulvini presentano dimensioni trasversali (massime) uguali per tutte le pile. Nell'analisi globale, al fine di dimensionare correttamente i fusti delle pile, i pulvini vengono assimilati a corpi compatti posti ad altezza dal suolo 'z', con dimensioni rettangolari pari a 2.20x3.00m.

<p style="text-align: center;"><b>Figura G.49 – Coefficiente di forza <math>c_{F_x0}</math> per sezioni rettangolari.</b></p> <p style="text-align: center;"><i>Le forze ed il momento torcente calcolati vanno applicati sull'asse dell'elemento.</i></p>	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">INPUT DATI DI PROGETTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lunghezza lato elemento in direzione X</td> <td><math>d</math> <b>17.40 m</b></td> </tr> <tr> <td>Lunghezza lato elemento in direzione Y</td> <td><math>b</math> <b>2.20 m</b></td> </tr> <tr> <td>Distanza dal suolo dell'elemento</td> <td><math>z_{el}</math> <b>21.00 m</b></td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Quota di riferimento</td> <td><math>z</math> <b>21.00 m</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di esposizione</td> <td><math>c_e(z)</math> <b>2.84</b></td> </tr> <tr> <td>Pressione cinetica di picco del vento</td> <td><math>q_p(z)</math> <b>1.45 kN/m<sup>2</sup></b></td> </tr> <tr> <td>Dimensione di riferimento del rettangolo</td> <td><math>l</math> <b>2.20 m</b></td> </tr> <tr> <td>Rapporto tra la lunghezza dei lati dell'elemento</td> <td><math>d/b</math> <b>7.91</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di forza nella direzione del vento</td> <td><math>c_{F_x0}</math> <b>0.93</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di forza trasversale al vento*</td> <td><math>c_{F_y0}</math> <b>0.00</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di momento torcente*</td> <td><math>c_{mz0}</math> <b>0.00</b></td> </tr> <tr> <td>Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)</td> <td><math>\Psi_s</math> <b>1.00</b></td> </tr> <tr> <td>Forza aerodinamica in direzione del vento</td> <td><math>f_x(z)</math> <b>2.99 kN/m</b></td> </tr> <tr> <td>Forza aerodinamica trasversale al vento</td> <td><math>f_y(z)</math> <b>0.00 kN/m</b></td> </tr> <tr> <td>Momento torcente aerodinamico</td> <td><math>m_z(z)</math> <b>0.00 kNm/m</b></td> </tr> </tbody> </table>	INPUT DATI DI PROGETTO		Lunghezza lato elemento in direzione X	$d$ <b>17.40 m</b>	Lunghezza lato elemento in direzione Y	$b$ <b>2.20 m</b>	Distanza dal suolo dell'elemento	$z_{el}$ <b>21.00 m</b>	CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO		Quota di riferimento	$z$ <b>21.00 m</b>	Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$ <b>2.84</b>	Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$ <b>1.45 kN/m<sup>2</sup></b>	Dimensione di riferimento del rettangolo	$l$ <b>2.20 m</b>	Rapporto tra la lunghezza dei lati dell'elemento	$d/b$ <b>7.91</b>	Coefficiente di forza nella direzione del vento	$c_{F_x0}$ <b>0.93</b>	Coefficiente di forza trasversale al vento*	$c_{F_y0}$ <b>0.00</b>	Coefficiente di momento torcente*	$c_{mz0}$ <b>0.00</b>	Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	$\Psi_s$ <b>1.00</b>	Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$ <b>2.99 kN/m</b>	Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$ <b>0.00 kN/m</b>	Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$ <b>0.00 kNm/m</b>
INPUT DATI DI PROGETTO																																			
Lunghezza lato elemento in direzione X	$d$ <b>17.40 m</b>																																		
Lunghezza lato elemento in direzione Y	$b$ <b>2.20 m</b>																																		
Distanza dal suolo dell'elemento	$z_{el}$ <b>21.00 m</b>																																		
CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO																																			
Quota di riferimento	$z$ <b>21.00 m</b>																																		
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$ <b>2.84</b>																																		
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$ <b>1.45 kN/m<sup>2</sup></b>																																		
Dimensione di riferimento del rettangolo	$l$ <b>2.20 m</b>																																		
Rapporto tra la lunghezza dei lati dell'elemento	$d/b$ <b>7.91</b>																																		
Coefficiente di forza nella direzione del vento	$c_{F_x0}$ <b>0.93</b>																																		
Coefficiente di forza trasversale al vento*	$c_{F_y0}$ <b>0.00</b>																																		
Coefficiente di momento torcente*	$c_{mz0}$ <b>0.00</b>																																		
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	$\Psi_s$ <b>1.00</b>																																		
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$ <b>2.99 kN/m</b>																																		
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$ <b>0.00 kN/m</b>																																		
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$ <b>0.00 kNm/m</b>																																		

\* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulla a rigore quando il vento incide ortogonalmente ad uno dei lati del rettangolo, assumono valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per sezioni appiattite nella direzione del vento. In accordo alla figura G.50 del paragrafo G.10.5, si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.1) solo quando il rapporto  $d/b$  è minore o uguale a 0.10.

#### Azioni su pulvino delle pile P1 e P2

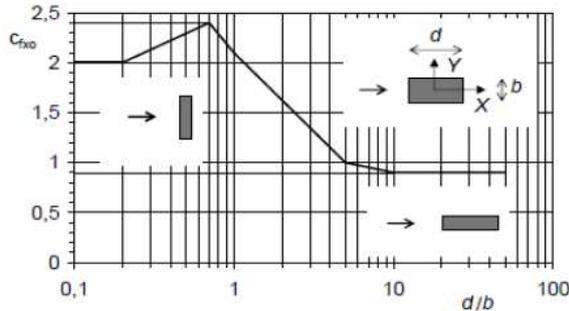


Figura G.49 – Coefficiente di forza  $c_{fx0}$  per sezioni rettangolari.

Le forze ed il momento torcente calcolati vanno applicati sull'asse dell'elemento.

\* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore quando il vento incide ortogonalmente ad uno dei lati del rettangolo, assumono valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per sezioni appiattite nella direzione del vento. In accordo alla figura G.50 del paragrafo G.10.5, si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.1) solo quando il rapporto  $d/b$  è minore o uguale a 0.10.

### Azioni su pulvino della pila P3

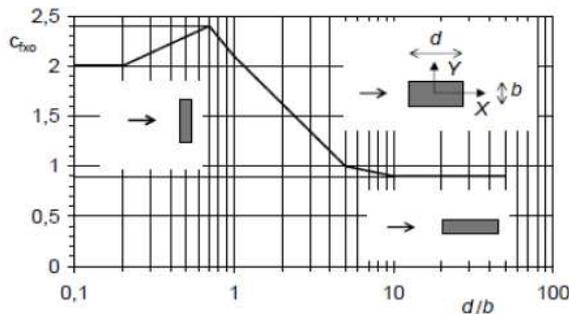


Figura G.49 – Coefficiente di forza  $c_{fx0}$  per sezioni rettangolari.

Le forze ed il momento torcente calcolati vanno applicati sull'asse dell'elemento.

\* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore quando il vento incide ortogonalmente ad uno dei lati del rettangolo, assumono valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per sezioni appiattite nella direzione del vento. In accordo alla figura G.50 del paragrafo G.10.5, si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.1) solo quando il rapporto  $d/b$  è minore o uguale a 0.10.

### Azioni su pulvino della pila P4

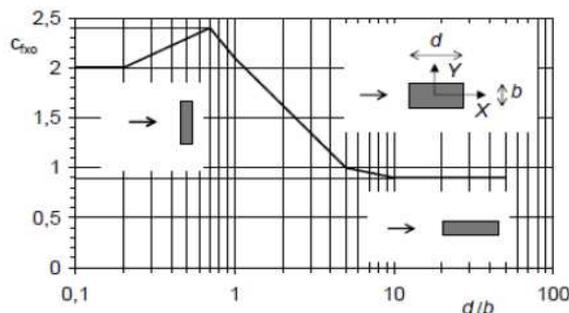


Figura G.49 – Coefficiente di forza  $c_{fx0}$  per sezioni rettangolari.

Le forze ed il momento torcente calcolati vanno applicati sull'asse dell'elemento.

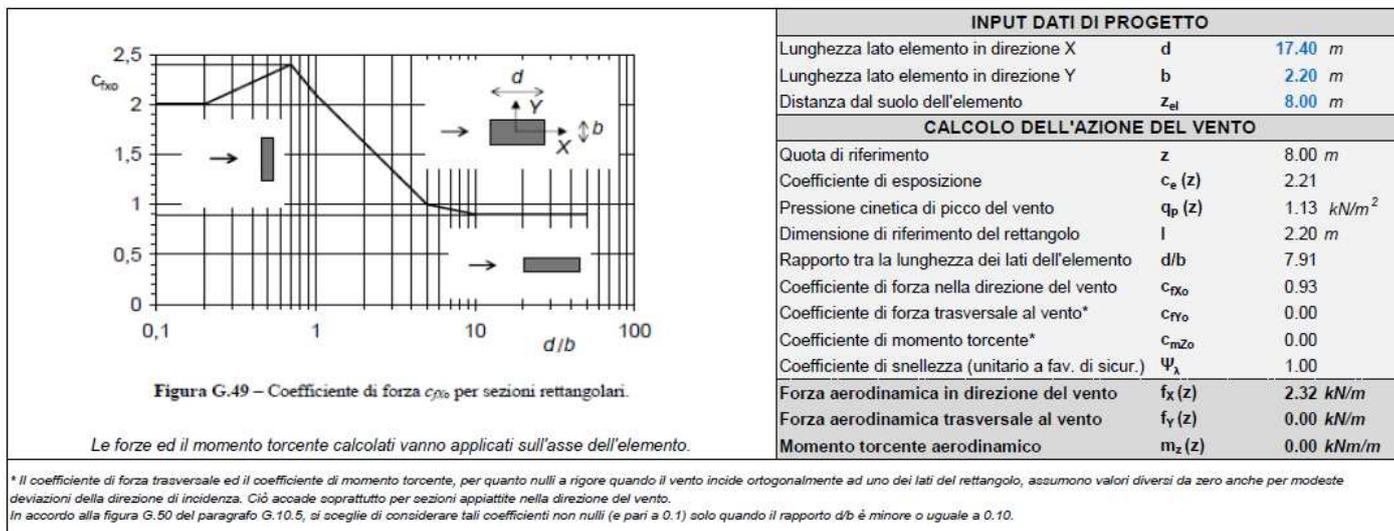
\* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore quando il vento incide ortogonalmente ad uno dei lati del rettangolo, assumono valori diversi da zero anche per modeste deviazioni della direzione di incidenza. Ciò accade soprattutto per sezioni appiattite nella direzione del vento. In accordo alla figura G.50 del paragrafo G.10.5, si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.1) solo quando il rapporto  $d/b$  è minore o uguale a 0.10.

### Azioni su pulvino della pila P5

INPUT DATI DI PROGETTO			
Lunghezza lato elemento in direzione X	d	17.40 m	
Lunghezza lato elemento in direzione Y	b	2.20 m	
Distanza dal suolo dell'elemento	$z_{el}$	18.00 m	
CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO			
Quota di riferimento	z	18.00 m	
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.74	
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$	1.40 $kN/m^2$	
Dimensione di riferimento del rettangolo	l	2.20 m	
Rapporto tra la lunghezza dei lati dell'elemento	d/b	7.91	
Coefficiente di forza nella direzione del vento	$c_{fx0}$	0.93	
Coefficiente di forza trasversale al vento*	$c_{fy0}$	0.00	
Coefficiente di momento torcente*	$c_{mz0}$	0.00	
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	$\Psi_\lambda$	1.00	
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$	2.88 $kN/m$	
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$	0.00 $kN/m$	
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$	0.00 $kNm/m$	

INPUT DATI DI PROGETTO			
Lunghezza lato elemento in direzione X	d	17.40 m	
Lunghezza lato elemento in direzione Y	b	2.20 m	
Distanza dal suolo dell'elemento	$z_{el}$	15.00 m	
CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO			
Quota di riferimento	z	15.00 m	
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.62	
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$	1.34 $kN/m^2$	
Dimensione di riferimento del rettangolo	l	2.20 m	
Rapporto tra la lunghezza dei lati dell'elemento	d/b	7.91	
Coefficiente di forza nella direzione del vento	$c_{fx0}$	0.93	
Coefficiente di forza trasversale al vento*	$c_{fy0}$	0.00	
Coefficiente di momento torcente*	$c_{mz0}$	0.00	
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	$\Psi_\lambda$	1.00	
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$	2.75 $kN/m$	
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$	0.00 $kN/m$	
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$	0.00 $kNm/m$	

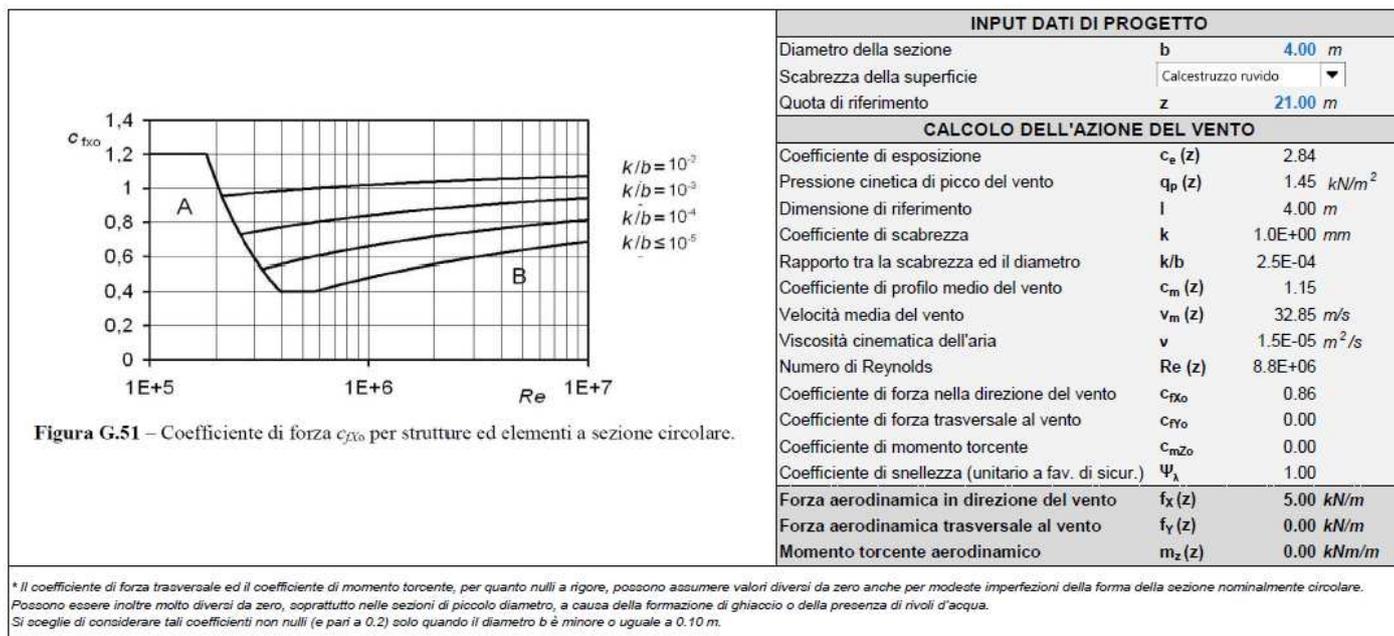
INPUT DATI DI PROGETTO			
Lunghezza lato elemento in direzione X	d	17.40 m	
Lunghezza lato elemento in direzione Y	b	2.20 m	
Distanza dal suolo dell'elemento	$z_{el}$	12.00 m	
CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO			
Quota di riferimento	z	12.00 m	
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.47	
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$	1.26 $kN/m^2$	
Dimensione di riferimento del rettangolo	l	2.20 m	
Rapporto tra la lunghezza dei lati dell'elemento	d/b	7.91	
Coefficiente di forza nella direzione del vento	$c_{fx0}$	0.93	
Coefficiente di forza trasversale al vento*	$c_{fy0}$	0.00	
Coefficiente di momento torcente*	$c_{mz0}$	0.00	
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	$\Psi_\lambda$	1.00	
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$	2.60 $kN/m$	
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$	0.00 $kN/m$	
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$	0.00 $kNm/m$	



### Azioni su pulvino della pila P6

#### 8.3.2 Azioni sui fusti delle pile

Tutte le pile presentano un diametro esterno pari a 4.00 m e viene considerata la scabrezza del calcestruzzo ruvido (assunzione a favore di sicurezza). Di seguito vengono riportate le tabelle con le azioni calcolate su tutte le 6 pile, variabili a seconda dell'altezza da terra (quota di riferimento 'z').



### Azioni sulle pile P1 e P2

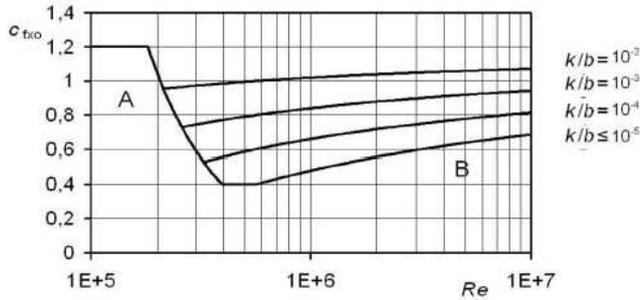


Figura G.51 – Coefficiente di forza  $c_{f_{x0}}$  per strutture ed elementi a sezione circolare.

**INPUT DATI DI PROGETTO**

Diametro della sezione	b	4.00 m
Scabrezza della superficie		Calcestruzzo ruvido
Quota di riferimento	z	18.00 m

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.74
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$	1.40 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione di riferimento	l	4.00 m
Coefficiente di scabrezza	k	1.0E+00 mm
Rapporto tra la scabrezza ed il diametro	k/b	2.5E-04
Coefficiente di profilo medio del vento	$c_m(z)$	1.12
Velocità media del vento	$v_m(z)$	32.01 m/s
Viscosità cinematica dell'aria	$\nu$	1.5E-05 m <sup>2</sup> /s
Numero di Reynolds	Re (z)	8.5E+06
Coefficiente di forza nella direzione del vento	$c_{f_{x0}}$	0.86
Coefficiente di forza trasversale al vento	$c_{f_{y0}}$	0.00
Coefficiente di momento torcente	$c_{mz0}$	0.00
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	$\Psi_\lambda$	1.00
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$	4.82 kN/m
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$	0.00 kN/m
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$	0.00 kNm/m

\* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare. Possono essere inoltre molto diversi da zero, soprattutto nelle sezioni di piccolo diametro, a causa della formazione di ghiaccio o della presenza di rivoli d'acqua. Si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.2) solo quando il diametro b è minore o uguale a 0.10 m.

**Azioni sulla pila P3**

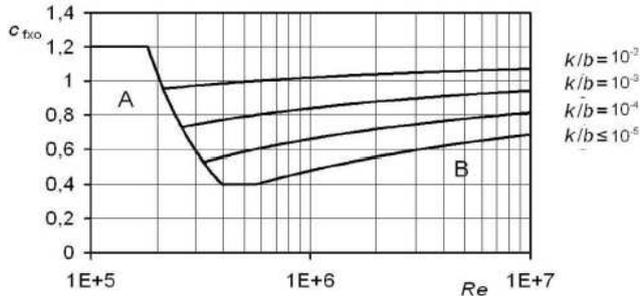


Figura G.51 – Coefficiente di forza  $c_{f_{x0}}$  per strutture ed elementi a sezione circolare.

**INPUT DATI DI PROGETTO**

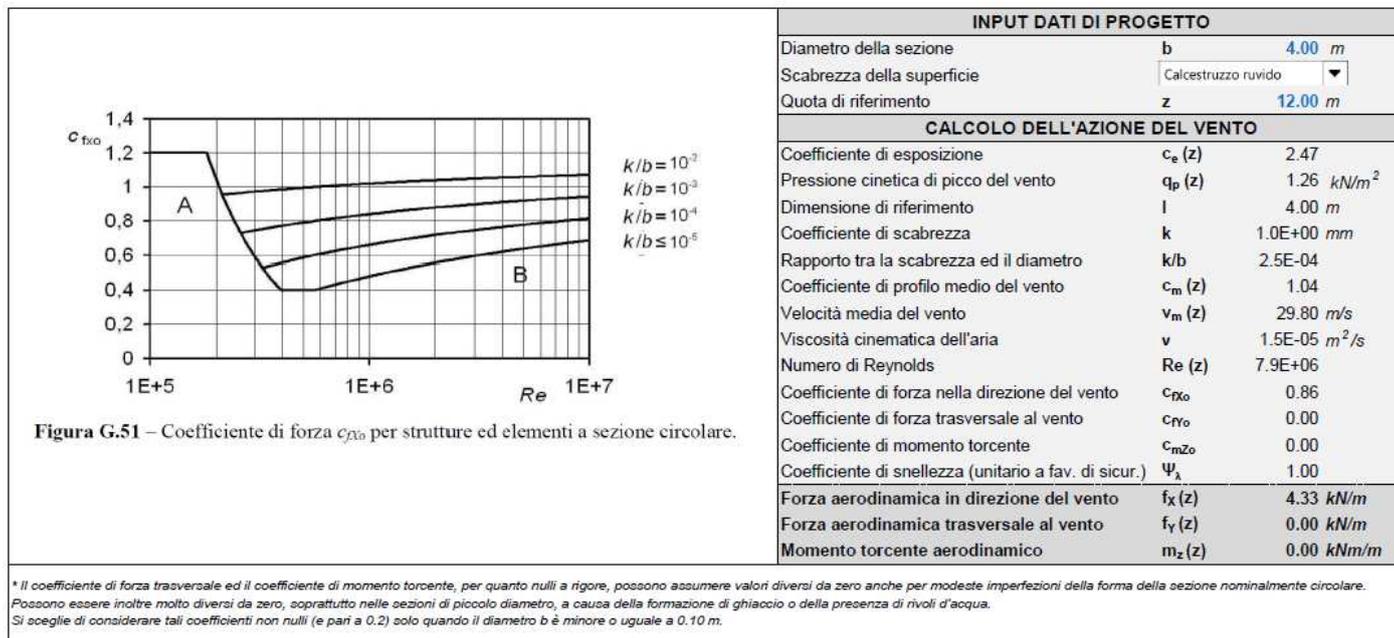
Diametro della sezione	b	4.00 m
Scabrezza della superficie		Calcestruzzo ruvido
Quota di riferimento	z	15.00 m

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

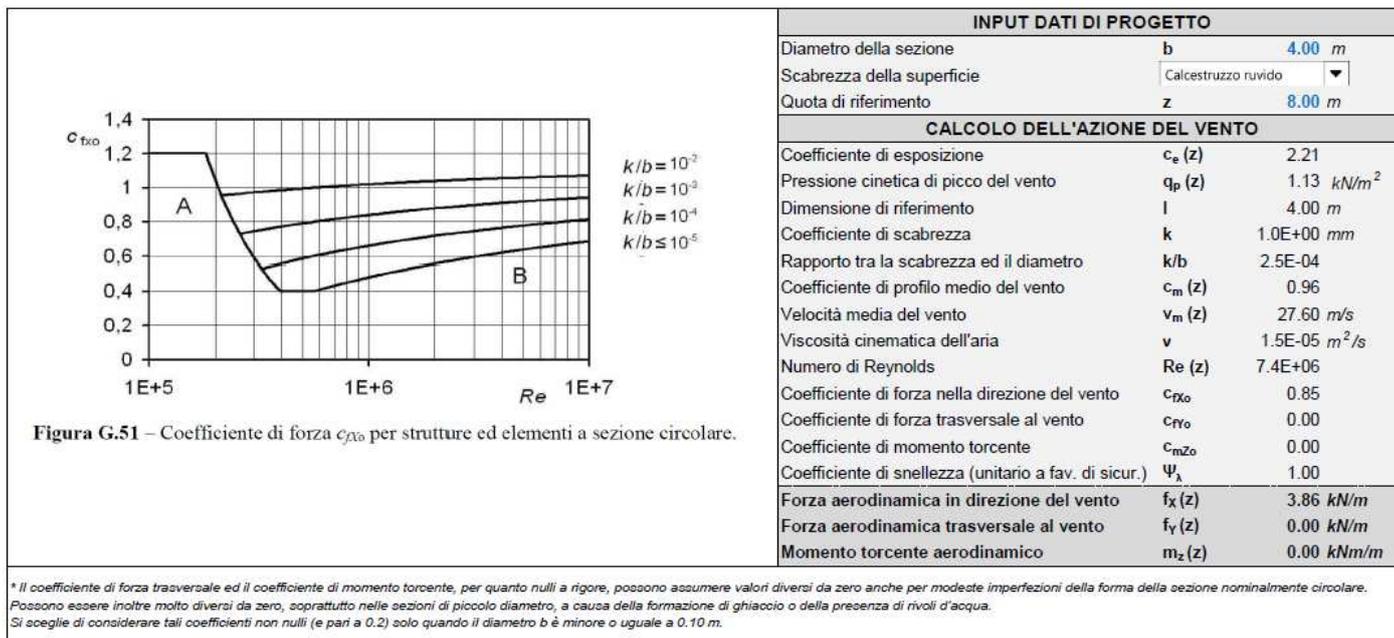
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2.62
Pressione cinetica di picco del vento	$q_p(z)$	1.34 kN/m <sup>2</sup>
Dimensione di riferimento	l	4.00 m
Coefficiente di scabrezza	k	1.0E+00 mm
Rapporto tra la scabrezza ed il diametro	k/b	2.5E-04
Coefficiente di profilo medio del vento	$c_m(z)$	1.08
Velocità media del vento	$v_m(z)$	31.02 m/s
Viscosità cinematica dell'aria	$\nu$	1.5E-05 m <sup>2</sup> /s
Numero di Reynolds	Re (z)	8.3E+06
Coefficiente di forza nella direzione del vento	$c_{f_{x0}}$	0.86
Coefficiente di forza trasversale al vento	$c_{f_{y0}}$	0.00
Coefficiente di momento torcente	$c_{mz0}$	0.00
Coefficiente di snellezza (unitario a fav. di secur.)	$\Psi_\lambda$	1.00
Forza aerodinamica in direzione del vento	$f_x(z)$	4.60 kN/m
Forza aerodinamica trasversale al vento	$f_y(z)$	0.00 kN/m
Momento torcente aerodinamico	$m_z(z)$	0.00 kNm/m

\* Il coefficiente di forza trasversale ed il coefficiente di momento torcente, per quanto nulli a rigore, possono assumere valori diversi da zero anche per modeste imperfezioni della forma della sezione nominalmente circolare. Possono essere inoltre molto diversi da zero, soprattutto nelle sezioni di piccolo diametro, a causa della formazione di ghiaccio o della presenza di rivoli d'acqua. Si sceglie di considerare tali coefficienti non nulli (e pari a 0.2) solo quando il diametro b è minore o uguale a 0.10 m.

**Azioni sulla pila P4**



### Azioni sulla pila P5



### Azioni sulla pila P6

Per il carico da vento sul modello del pulvino metallico si è considerato quello relativo ai pulvini 1 e 2 con una pressione pari a 1.39 kN/m<sup>2</sup>.

## 8.4 Azione della temperatura sui pulvini

La distribuzione uniforme della temperatura negli elementi strutturali (inserita nel modello di calcolo nella condizione di carico DTU) è stata assunta pari alla media tra ΔTu,max e ΔTu,min, quindi pari a ΔTu = ± 25.00 °C.

## 9 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto al par. 2.5.3 delle NTC18.

- Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione sismica (SLV):

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

- Combinazione eccezionale (ECC):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Caratteristica (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Dove il significato dei simboli utilizzati nelle precedenti relazioni è:

- $G_1$  valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $G_2$  valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- $P$  valore caratteristico dell'azione di pretensione o precompressione;
- $Q_{K1}$  valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{K,i}$  valore caratteristico dell'azione variabile  $i$ ;
- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- $\gamma_P$  coefficiente parziale per le azioni di pretensione o precompressione;
- $\gamma_{Q1}$  coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$  coefficiente parziale per l'azione variabile  $i$ ;
- $\psi_{i,j}$  coefficienti di combinazione per i vari Stati Limite.

I coefficienti di combinazione sono quelli previsti al punto 5.1.3.13 delle NTC18.

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequentissimi)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanentissimi)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 46 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

## 9.1 Stati Limite Ultimi

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** = Stato Limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** = Stato Limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** = Stato Limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi si sono utilizzati i coefficienti di sicurezza della colonna A1 riportati nella Tabella 5.1.V delle NTC18.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

## 9.2 Stati Limite di Esercizio

In particolare, per le strutture in calcestruzzo armato, il paragrafo 4.1.2.2 delle NTC18 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità;
- verifiche di fessurazione/verifiche delle tensioni di esercizio;
- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 47 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    CITIZIA s.r.l. sinergo D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Mentre per le strutture in acciaio, il paragrafo 4.2.4.2 delle NTC18 prevede le seguenti verifiche generali in esercizio:

- verifiche di deformabilità (spostamenti verticali e spostamenti laterali);
- verifiche locali su membrature (deformazioni delle anime, plasticizzazioni locali);
- verifiche di scorrimento dei collegamenti ad attrito.

### 9.3 Stati Limite di Fatica

Per gli elementi in struttura metallica e richiesto il rispetto dello Stato Limite di Fatica; per la definizione delle combinazioni di verifica, si rimanda alla trattazione dettagliata del relativo paragrafo.

# 10 VERIFICHE DEI PULVINI

## 10.1 Verifica delle membrature d'acciaio

Le NTC2018 impongono la classificazione delle sezioni trasversali dei profilati in funzione della snellezza delle parti che le compongono: flange ed anime. I metodi di verifica agli stati limite impongono di verificare la possibilità di formazione di cerniere plastiche, con capacità di rotazione più o meno grande, senza sottostare a fenomeni di instabilità locale.

Le sezioni vengono distinte in 4 classi che rispondono alle seguenti caratteristiche:

- Classe 1: sezioni in grado di generare una cerniera plastica con grande capacità di rotazione;
- Classe 2: sezioni in grado di generare una cerniera plastica con limitate capacità di rotazione;
- Classe 3: sezioni nelle quali flange ed anime arrivano a snervarsi, ma i fenomeni di instabilità locale si innescano praticamente subito dopo lo snervamento, cosicché non è possibile generare una cerniera plastica;
- Classe 4: sezioni nelle quali si hanno fenomeni di instabilità locale già in fase elastica, prima del raggiungimento dello snervamento in qualsiasi punto della sezione stessa.

Come si vede dalle tabelle, l'appartenenza o meno ad una classe è governata da disequaglianze del tipo:

$$c/t \leq n \cdot \varepsilon \quad \text{con: } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} [\text{N/mm}^2]$$

Dove "C" è la parte di flangia che si estende dall'estremo libero all'incastro nell'anima (al netto dei raccordi o delle saldature), oppure, per le anime, la lunghezza tra una flangia e l'altra. "t" è lo spessore, "n" è un numero che varia con la classe alla quale la disequaglianza si applica, ed "ε" tiene conto del materiale.

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
3						
	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\varepsilon_y > f_{yk}/E$

**CLASSIFICAZIONE DELLE MEBRATURE**

S 355     $f_{yk} = 335.00$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon = 0.84$     -

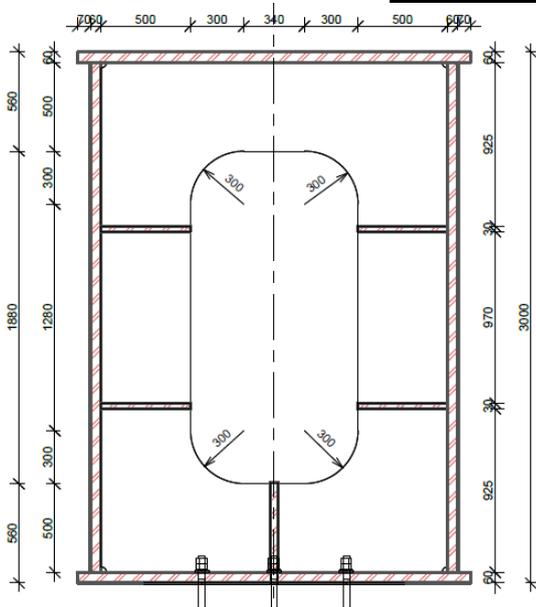
**SEZIONE ALLO STACCO DELLA PILA**

Anima  
 C= 2.88 [m]  
 t= 0.06 [m]  
 C/t= 48.00

<b>Classe</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Flessione</b>	60.30	69.52	103.86	-
<b>Anima</b>	SI	NO	NO	NO

Flangia  
 C= 1.94 [m]  
 t= 0.06 [m]  
 C/t= 32.33

<b>Classe</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Compressione</b>	27.64	31.83	35.18	-
<b>Flangia</b>	NO	NO	SI	NO



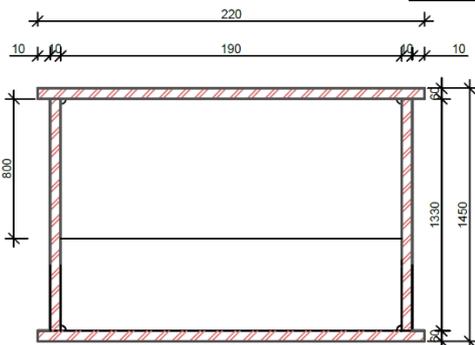
**SEZIONE ESTERNA**

Anima  
 C= 1.38 [m]  
 t= 0.06 [m]  
 C/t= 23.00

<b>Classe</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Flessione</b>	60.30	69.52	103.86	-
<b>Anima</b>	SI	NO	NO	NO

Flangia  
 C= 1.94 [m]  
 t= 0.06 [m]  
 C/t= 32.33

<b>Classe</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Compressione</b>	27.64	31.83	35.18	-
<b>Flangia</b>	NO	NO	SI	NO



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 50 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

La sezione allo stacco della pila (altezza 3m) è valutata Classe 3, in quanto, secondo la tabella 4.2.III alle membrature corrispondenti alle ali, in particolare l'ala inferiore compressa, corrisponde un rapporto  $C/t=32.33$  ovvero oltre il limite di classe 2 per le sezioni di compressione ma entro limite delle sezioni di classe 3 a compressione. Oltre le valutazioni da tabella di normativa è stata effettuata un'analisi buckling sull'intero pulvino per cui è risultato sufficiente margine di sicurezza per considerare verificata la condizione di ingobbimento della struttura.

Si riporta, di seguito, la tabella estratta dal programma di calcolo:

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
SLU P4L	Mode	7	14.24
SLU P4L	Mode	8	14.44
SLU P4L	Mode	10	15.22
SLU P4L	Mode	11	15.47
SLU P4L	Mode	13	16.62
SLU P4L	Mode	14	16.95
SLU P5T	Mode	7	14.36
SLU P5T	Mode	8	14.57
SLU P5T	Mode	10	15.38
SLU P5T	Mode	11	15.64
SLU P5T	Mode	12	15.67
SLU P5T	Mode	14	15.97
SLU P2V	Mode	7	14.36
SLU P2V	Mode	8	14.57
SLU P2V	Mode	10	15.38
SLU P2V	Mode	11	15.64
SLU P2V	Mode	12	15.67
SLU P2V	Mode	14	15.97
SLV P3T	Mode	1	14.57
SLV P3T	Mode	2	14.58
SLV P3T	Mode	3	15.21
SLV P3T	Mode	4	16.24
SLV P3T	Mode	5	16.45
SLV P3T	Mode	10	17.96
SLV P3T	Mode	12	18.02
SLV P3T	Mode	13	18.18
SLV P4L	Mode	10	25.75
SLV P4L	Mode	13	26.18
SLV P4L	Mode	15	26.80
SLV P5T	Mode	23	26.06
SLV P5T	Mode	27	26.43
SLV P5T	Mode	29	27.07
SLV P5T	Mode	30	27.66

La tabella riporta i soli modi con moltiplicatore positivo, ovvero il coefficiente per cui la combinazione deve essere moltiplicata al fine di creare ingobbimento nella stessa direzione in cui i singoli carichi della combinazione sono stati applicati. E' possibile che venga trovato un moltiplicatore negativo quando una parte della struttura è tesa ed un'altra compressa, in modo che invertendo il segno delle azioni si trovi un moltiplicatore (negativo) il cui valore assoluto è minore del primo moltiplicatore positivo. In questo caso il programma troverà prima il moltiplicatore negativo di quello positivo. In generale può accadere che tutti i moltiplicatori trovati siano negativi e che quindi non sia stato reperito tra quelli indagati alcun moltiplicatore positivo.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 51 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA/VA</b> INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	<b>sinergo</b> <b>D-VA</b> D.VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

In questa specifica circostanza si è aumentato l'ordine del sottospazio, ovvero il numero degli autovalori effettivamente cercati (in particolare per la combinazione SLV P5T), in modo che oltre ai moltiplicatori negativi, primi in modulo, vengano anche inclusi tre o più moltiplicatori positivi. Il motivo per cui si sono cercati più moltiplicatori è atto a sottolineare come la struttura si presenti chiaramente stabile per i modi di buckling più probabili.

In definitiva la struttura può essere verificata secondo paragrafo 4.2.4.1.2 delle NTC18:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

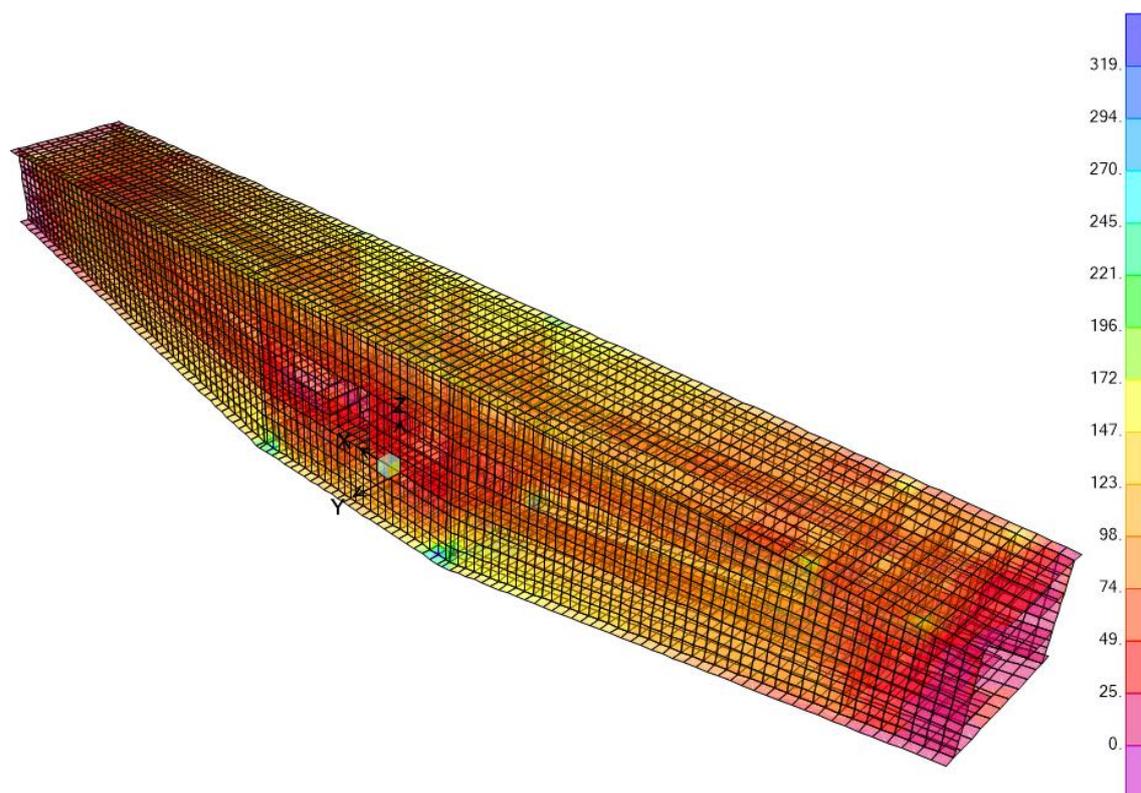
$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica viene effettuata in campo elastico e la combinazione delle tensioni di progetto nell'equazione 4.2.4 è la tensione di Von Mises che risulta essere inferiore alla resistenza caratteristica.

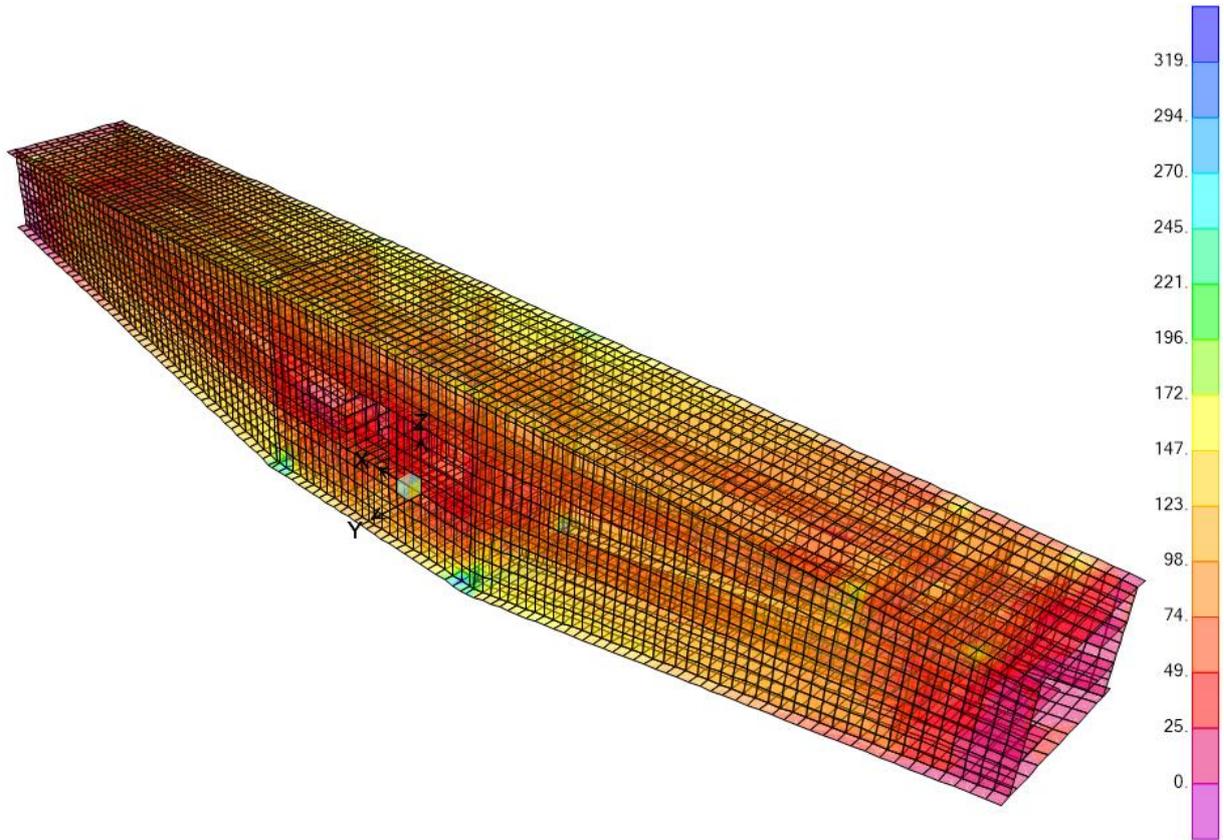
Vengono riportate le termografie delle tensioni di Von Mises per le 6 combinazioni principali allo stato limite ultimo statico (SLU) e di vita (SLV), i limiti delle termografie sono stati impostati secondo il limite dell'acciaio S355J2 per spessori maggiori di 40mm:

$f_{yk} =$	335	MPa
$\gamma_{m0} =$	1.05	
$f_{yk}/\gamma_{m0} =$	319	MPa

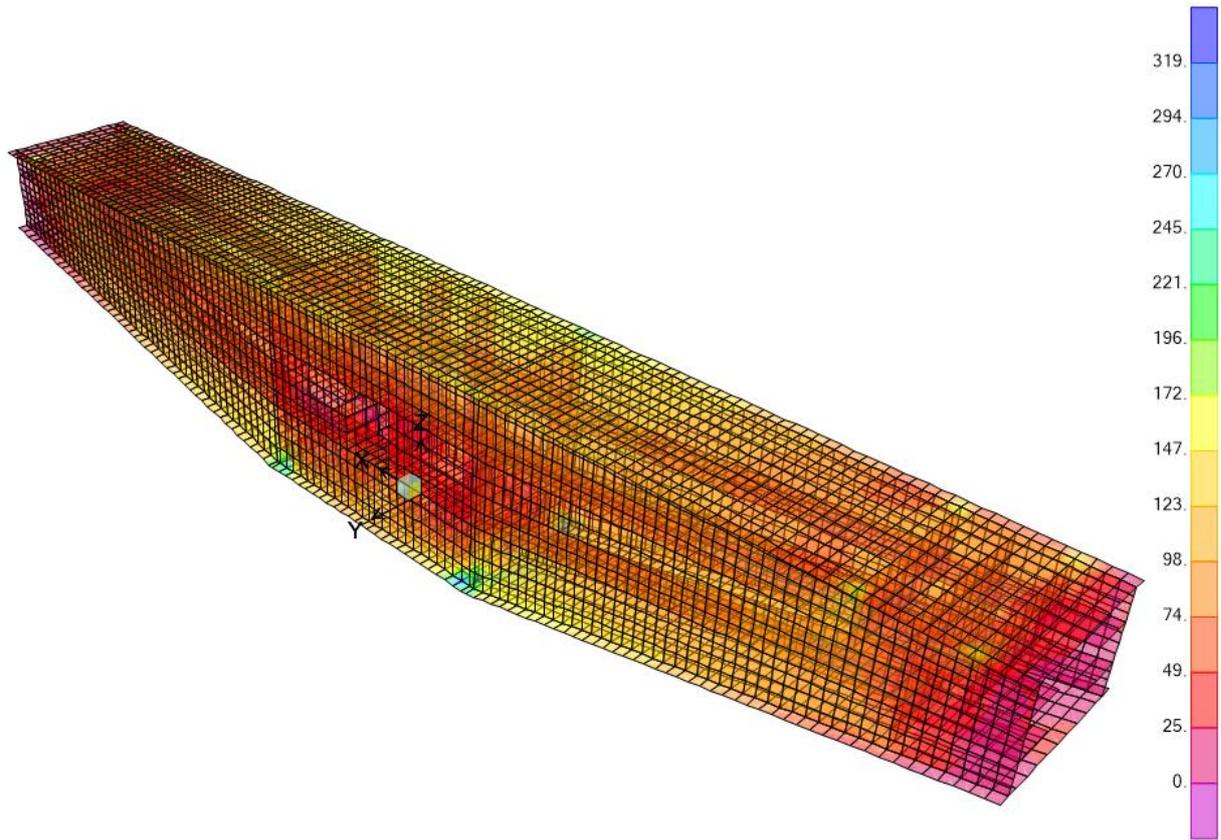


COMBINAZIONE SLUP2V

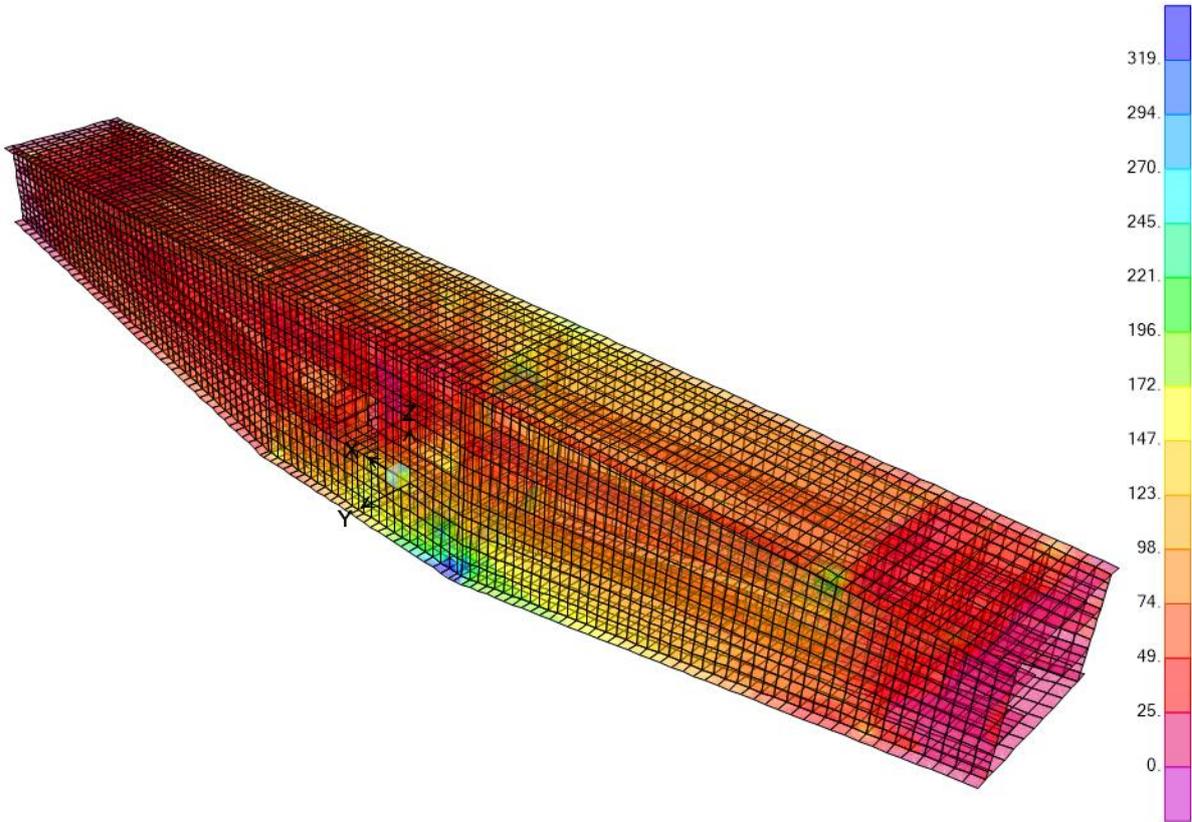
CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>CITIZIA</b> <small>RICERCA VALUTA AMBIENTE</small>		REV. <b>A</b>	FOGLIO 52 di 342
					Data 10/2023	



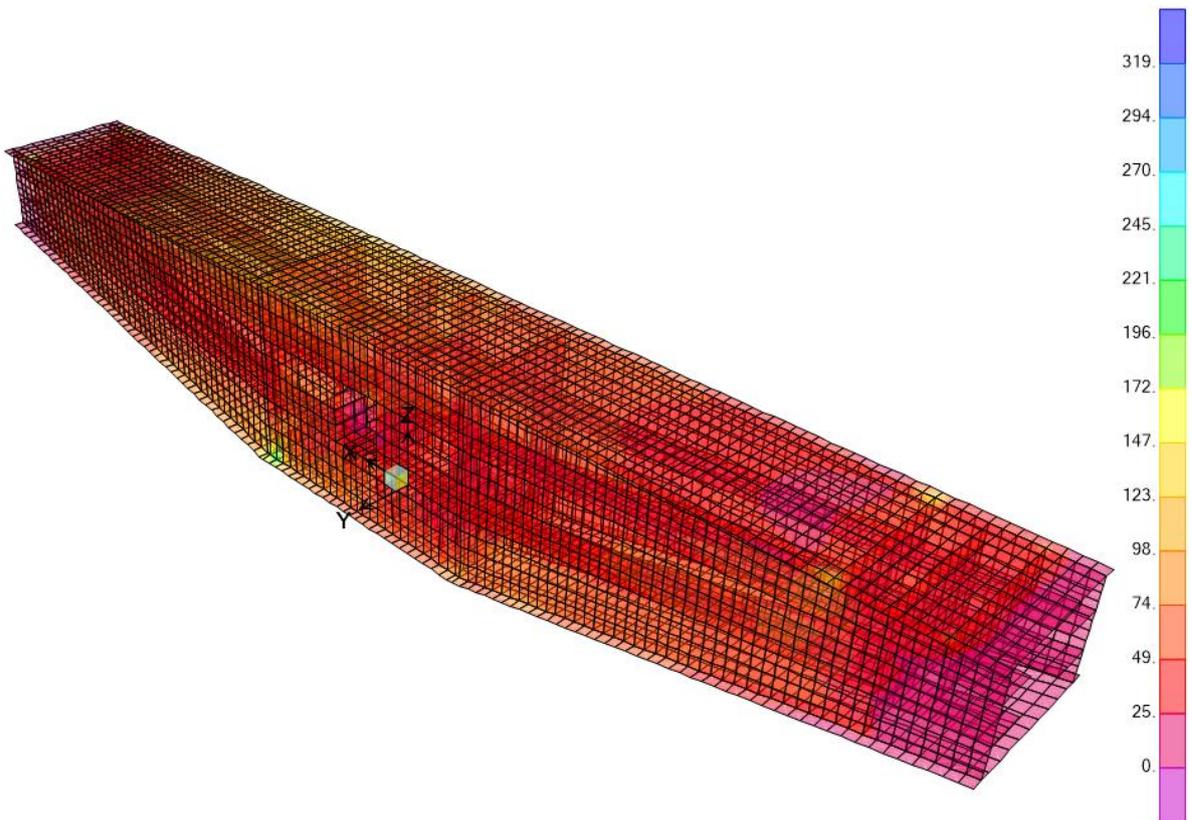
**COMBINAZIONE SLUP4L**



**COMBINAZIONE SLUP5T**

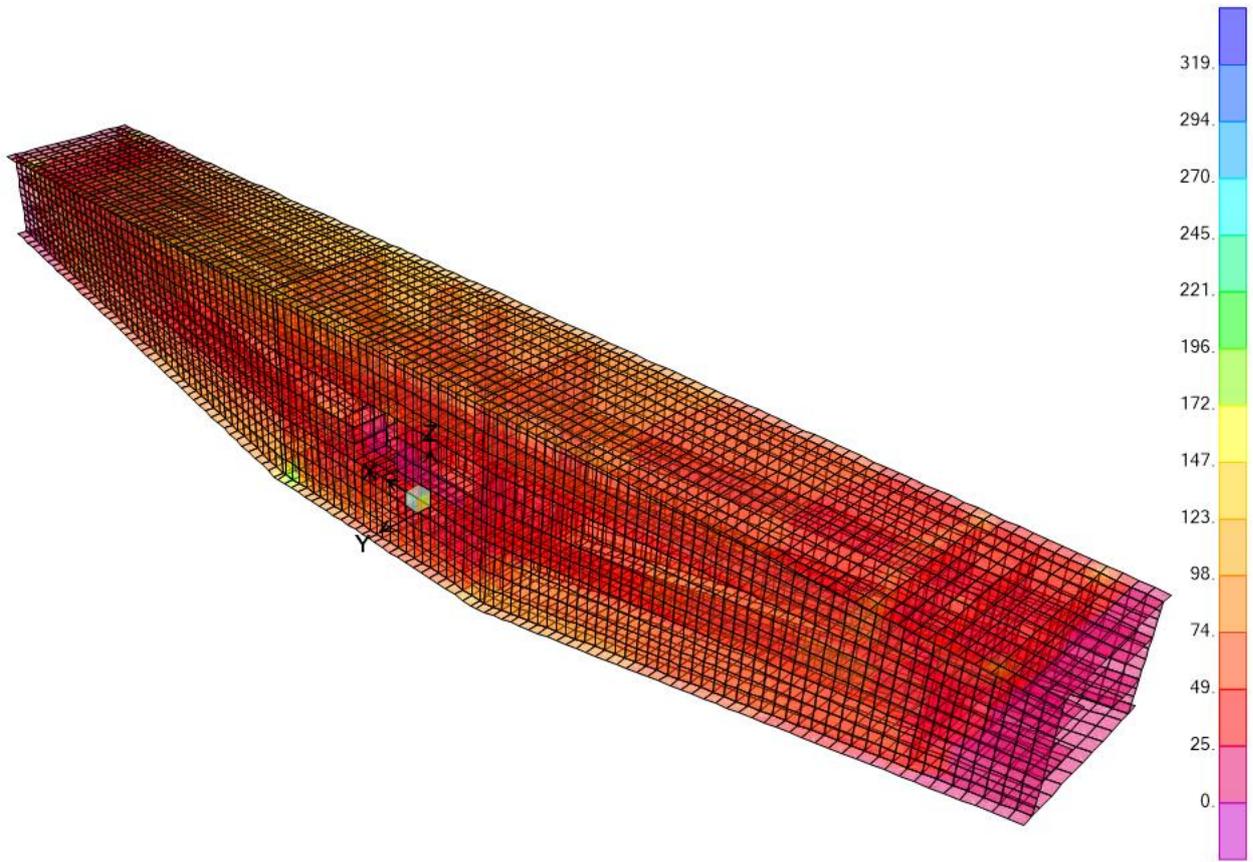


**COMBINAZIONE SLVP3T**



**COMBINAZIONE SLVP4L**

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>sinergo</b>		REV. <b>A</b>	FOGLIO 54 di 342
					Data 10/2023	

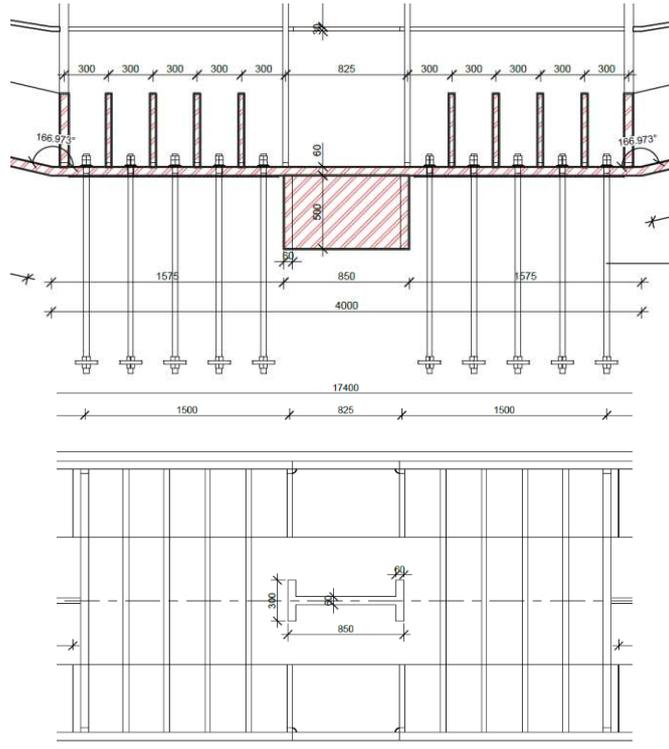


**COMBINAZIONE SLVP5T**

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA/VA</b> INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

## 10.2 Verifica chiave di taglio

La verifica della chiave di taglio saldata sulla base del pulvino ed incastrata sulla testa della pila viene effettuata per le due sollecitazioni di taglio maggiori tra le corrispondenti di tutte le combinazioni SLU e SLV. I tagli sollecitanti sono stati estratti del modello come forze di base:



**TABLE: Base Reactions**

OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	KN	KN
SLV P4L	Combination	7'884	0
SLV P3T	Combination	0	6'524

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 56 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A.	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture

PROFILO SALDATO

h= 850 mm  
b= 300 mm  
a= 60 mm  
e= 60 mm

$A_{v,x}=A_{anima}= 0.0438 \text{ m}^2$   
 $A_{v,y}=A_{piatte}= 0.0360 \text{ m}^2$

$f_{yk}= 335000.00 \text{ kN/m}^2$   
 $\gamma_{m0} 1.05$

hw= 730  
t= 60

CHECK VERIFICA ORDINARIA

VERIFICA x VERIFICA y

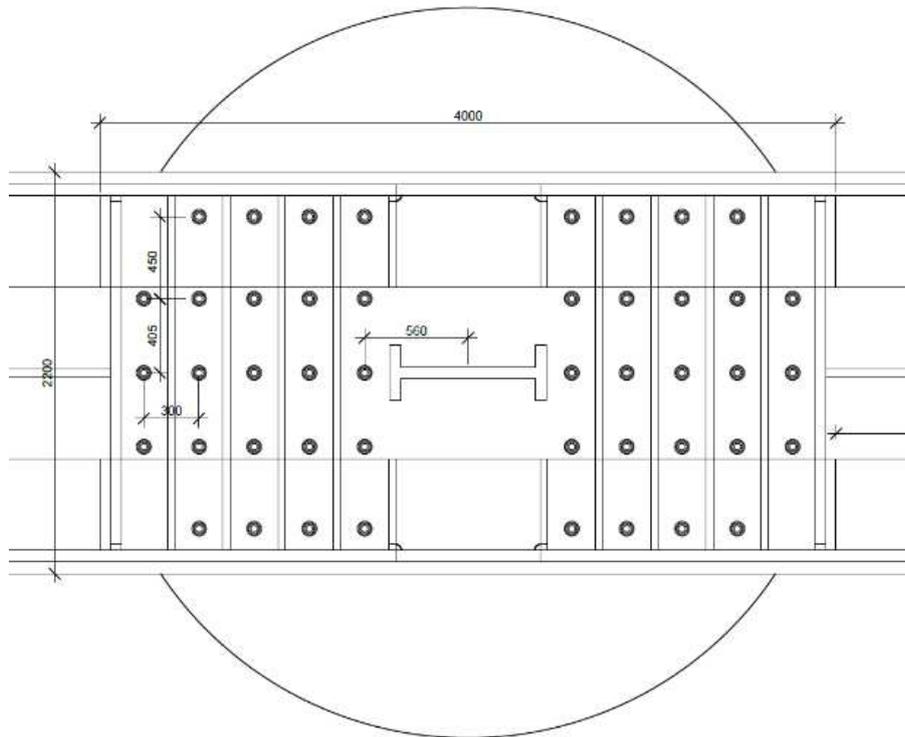
$V_{c,rd x}= 8'068.1 \text{ kN}$   
 $V_{c,rd y}= 6'631.3 \text{ kN}$

OK -  
- OK

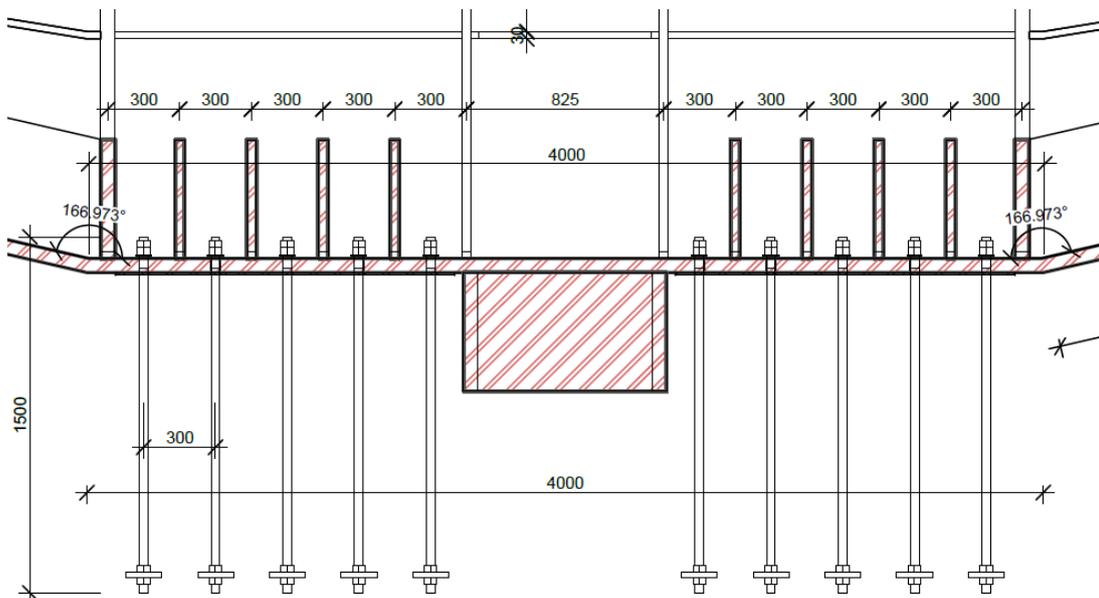
CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA</b> INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

### 10.3 Verifica bulloni d'ancoraggio

Per l'ancoraggio si sono disposte 10 file di bulloni M36 (Ares=817mm<sup>2</sup>, diametro equivalente=32mm) di cui, le più esterne, contano 3 bulloni e 5 le altre per un totale di 46 bulloni. Si riportano gli estratti della tavola di carpenteria debitamente quotati:



**Pianta e disposizione bulloni d'ancoraggio**



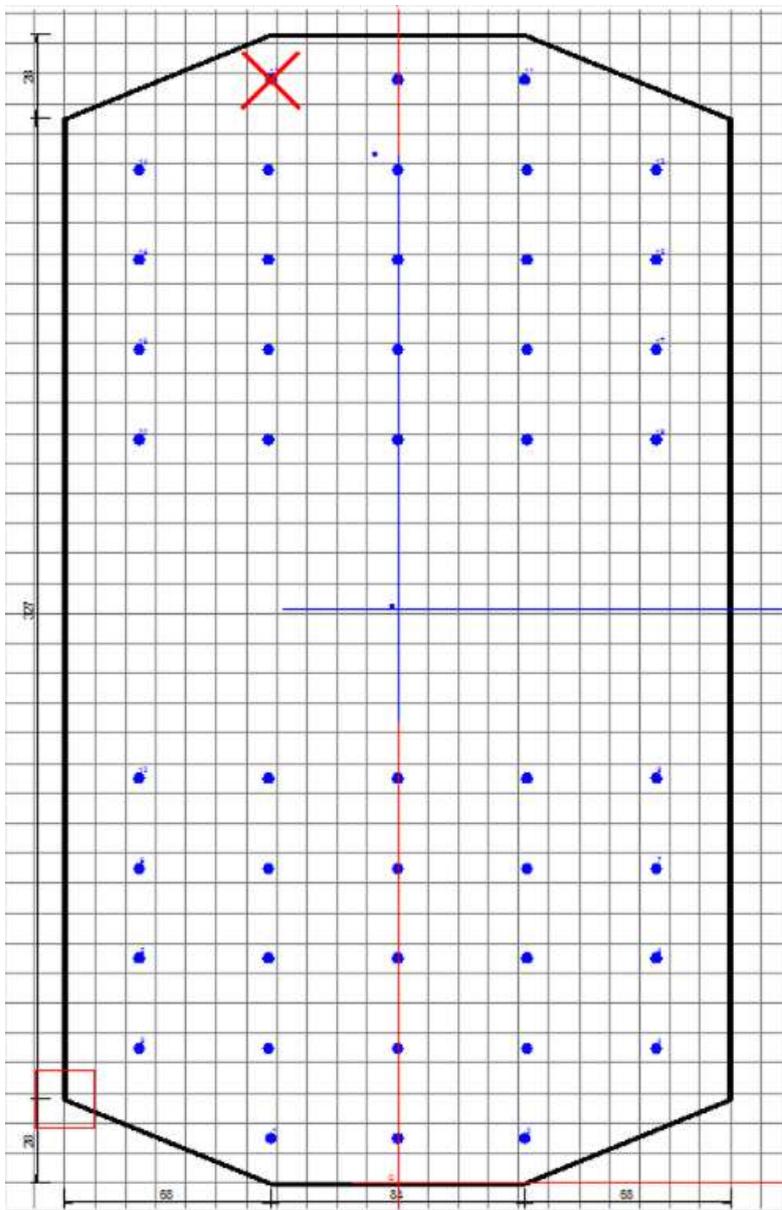
**Prospetto bulloni d'ancoraggio**

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>EITRIVA</b> <small>INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE</small>	REV. <b>A</b>	FOGLIO 58 di 342
	 <b>sinergo</b>  <b>D_VA</b> <small>DIVISIONArchitecture</small>			Data 10/2023	

Si è verificata la sezione d'appoggio come una sezione in C.A. ordinario sottoposta alle sollecitazioni massime delle combinazioni più sfavorevoli indicando un acciaio da carpenteria S355 ed un calcestruzzo C32/40. L'impronta d'appoggio è stata rimodellata inscrivendo il poligono descritto nella successiva figura sulla testa circolare della pila trascurando gli effetti della chiave di taglio al centro di questa. Le verifiche a SLU risultano tutte soddisfatte:

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.**

- Descrizione Sezione:
- Metodo di calcolo resistenza:      Resistenze agli Stati Limite Ultimi
- Tipologia sezione:                  Sezione generica di Trave
- Normativa di riferimento:          N.T.C.
- Percorso sollecitazione:            A Sforzo Norm. costante
- Riferimento Sforzi assegnati:      Assi x,y principali d'inerzia



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	59 di 342
			Data 10/2023	

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40 bis	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Viscosità:	0.25	
	Coeff. Ritiro:	0.03	1/1000
	Coeff. Invecchiamento:	0.080	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40 bis

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-42.0	0.0
2	-110.0	28.0
3	-110.0	355.0
4	-42.0	383.0
5	42.0	383.0
6	110.0	355.0
7	110.0	28.0
8	42.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.0	15.0	32
2	42.0	15.0	32
3	-85.5	45.0	32
4	85.5	45.0	32
5	-85.5	75.0	32
6	85.5	75.0	32
7	85.5	105.0	32
8	-85.5	105.0	32
9	85.5	135.0	32
10	-85.5	135.0	32
11	42.0	368.0	32
12	-42.0	368.0	32
13	85.5	338.0	32
14	-85.5	338.0	32
15	85.5	308.0	32
16	-85.5	308.0	32
17	85.5	278.0	32
18	-85.5	278.0	32
19	85.5	248.0	32

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	A	60 di 342
			Data 10/2023	

20                      -85.5                      248.0                      32

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.                      Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini.                      Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin.                      Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre                      Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø                      Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	1	32
2	3	4	3	32
3	5	6	3	32
4	7	8	3	32
5	9	10	3	32
6	11	12	1	32
7	13	14	3	32
8	15	16	3	32
9	17	18	3	32
10	19	20	3	32

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                      Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx                      Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My                      Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy                      Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx                      Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	19125.40	-26805.60	0.00	0.00	0.00
2	19147.37	0.00	22177.91	0.00	0.00
3	33622.76	8028.76	3425.75	0.00	0.00
4	32878.38	7752.16	5256.42	0.00	0.00
5	33618.87	7919.17	3425.35	0.00	0.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:                      12.3    cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali:                      26.8    cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver                      S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N                      Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx                      Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My                      Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res                      Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res                      Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res                      Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic.                      Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa                      Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	19125.40	-26805.60	0.00	19125.30	-49787.92	0.00	1.86	265.4(144.1)
2	S	19147.37	0.00	22177.91	19147.39	0.00	28795.35	1.30	305.6(144.1)
3	S	33622.76	8028.76	3425.75	33623.03	49688.70	21103.36	6.18	201.1(144.1)
4	S	32878.38	7752.16	5256.42	32878.24	39164.60	26556.04	5.05	201.1(144.1)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE				REV. A	FOGLIO 61 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023			

5 S 33618.87 7919.17 3425.35 33619.13 49491.99 21233.08 6.24 201.1(144.1)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.238	-42.0	0.0	0.00290	-42.0	15.0	-0.01121	42.0	368.0
2	0.00350	0.266	110.0	355.0	0.00185	85.5	338.0	-0.00967	-85.5	45.0
3	0.00350	0.445	110.0	355.0	0.00281	85.5	338.0	-0.00437	-85.5	45.0
4	0.00350	0.448	110.0	355.0	0.00276	85.5	338.0	-0.00431	-85.5	45.0
5	0.00350	0.445	110.0	355.0	0.00281	85.5	338.0	-0.00436	-85.5	45.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000039977	0.003500000	0.238	0.737
2	0.000067386	0.000000000	-0.003912419	0.266	0.772
3	0.000018512	0.000013707	-0.003402320	0.445	0.996
4	0.000022990	0.000010683	-0.002821307	0.448	1.000
5	0.000018600	0.000013631	-0.003384886	0.445	0.996

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	62 di 342
			Data 10/2023	

Per ogni combinazione è stata trovata la barra maggiormente sollecitata mentre la lunghezza di infissione e le dimensioni del piatto d'ancoraggio sono stati verificati valutando la rottura del cono di calcestruzzo e lo snervamento dell'acciaio dei bulloni:

-sui pulvini dotati di shock transmitter e sul pulvino dotato di appoggio fisso:

Rck =	40	N/mm <sup>2</sup>	
fad,d =	1.45	N/mm <sup>2</sup>	
φ =	36	mm	
a =	300	mm	distanza tra tirafondo e bordo plinto
L =	1300	mm	
d1 =	100	mm	dimensione 1 piatto ancoraggio
d2 =	100	mm	dimensione 1 piatto ancoraggio
Ares =	1017.9	mm <sup>2</sup>	Area resistente tirafondo
α =	0.667		
fcd =	18.81	N/mm <sup>2</sup>	
N,1 =	169.5	kN	
N,2 =	112.7	kN	
<b>Nrd =</b>	<b>282.1</b>	<b>kN</b>	
σs =	273.1	N/mm <sup>2</sup>	
NEd =	277.9	kN	
FS =	1.02		

La lunghezza minima di ancoraggio è 1,5m con rosette 10X10cm

-sui pulvini con appoggi mobili:

Rck =	40	N/mm <sup>2</sup>	
fad,d =	1.45	N/mm <sup>2</sup>	
φ =	36	mm	
a =	180	mm	distanza tra tirafondo e bordo plinto
L =	500	mm	
d1 =	100	mm	dimensione 1 piatto ancoraggio
d2 =	100	mm	dimensione 1 piatto ancoraggio
Ares =	1017.9	mm <sup>2</sup>	Area resistente tirafondo
α =	0.444		
fcd =	18.81	N/mm <sup>2</sup>	
N,1 =	56.8	kN	
N,2 =	75.1	kN	
<b>Nrd =</b>	<b>131.9</b>	<b>kN</b>	
σs =	10.7	N/mm <sup>2</sup>	
NEd =	10.9	kN	
FS =	12.08		

La lunghezza minima di ancoraggio è 0,5m con rosette 10X10cm

Per determinare lo sforzo sul singolo tirafondo si è analizzata la stessa sezione in campo lineare con le sollecitazioni allo stato limite ultimo concludendo che ogni singola barra lavora in campo elastico. Tramite questo sforzo si è poi dimensionata la lunghezza di infissione come descritto sopra.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	A	63 di 342
			Data 10/2023	

## 11 VERIFICHE DELLE PILE

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle verifiche di stato limite ultimo e di stato limite di esercizio effettuate su ciascuna tipologia di pila, utilizzando le sollecitazioni provenienti dalla modellazione. Le pile in questione sono:

- Pila tipo 1;
- Pila tipo 2;
- Pila tipo 3;
- Pila tipo 4;
- Pila tipo 5;
- Pila tipo 6.

Le verifiche sono state eseguite per ogni pila nella sezione posta al piede e nelle pile dissipative anche nella sezione di stacco tra zona dissipativa e zona non dissipativa e anche per una sezione posta a 9 m di altezza, per ottimizzare l'armatura.

Si precisa in ambito di verifica sono stati trascurati gli effetti del II ordine, cioè gli effetti flessionali dovuti ai carichi verticali che agiscono sulla configurazione deformata della struttura. Tale procedura è consentita nel caso in cui la snellezza  $\lambda$  della pila risulti inferiore alla snellezza limite  $\lambda_{lim}$  calcolata con seguente la formula. **In Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riportati i valori di snellezza di ciascuna pila. Come si vede, la disequazione  $\lambda \leq \lambda_{lim}$  è sempre soddisfatta

$$\lambda = l_0/i \quad \lambda_{lim} = 25/\sqrt{\nu}$$

con:

$$\nu = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$$

	VERIFICA DELLA SNELLEZZA DELLE PILE									
	L_0 [m]	A_base [m <sup>2</sup> ]	I_base [m <sup>4</sup> ]	i_base [m]	$\lambda$ [-]	N_Ed_SLU [kN]	f_cd [MPa]	$\nu$ [-]	$\lambda_{lim}$ [-]	Snella? [SI/NO]
P1	48.00	12.57	12.57	1.00	48.00	34186	18.81	0.145	65.74	NO
P2	48.00	12.57	12.57	1.00	48.00	38432	18.81	0.163	62.01	NO
P3	42.00	12.57	12.57	1.00	42.00	36766	18.81	0.156	63.39	NO
P4	36.00	12.57	12.57	1.00	36.00	36089	18.81	0.153	63.99	NO
P5	30.00	12.57	12.57	1.00	30.00	36157	18.81	0.153	63.93	NO
P6	22.00	5.50	8.59	1.25	17.60	30342	18.81	0.293	46.16	NO

Tutte le pile sono realizzate in c.a. e presentano fusti a sezione circolare (piena alle estremità e cava nel tratto centrale) con diametro esterno pari a 4.00 m e spessore della parte cava pari a 50 cm. La parte piena in sommità della pila presenta un'altezza costante per tutte le pile (1.50 m) realizzato per consentire la corretta posa dei tirafondi (necessari per realizzare il nodo di incastro con il pulvino metallico), mentre il tratto pieno alla base presenta un'altezza variabile tarata sul livello di piena duecentennale del fiume Sieve. Il tratto di base viene realizzato a sezione piena per evitare che durante la vita utile dell'opera possa crearsi un 'effetto-vasca'.

L'altezza della zona di cerniera plastica è stata valutata in conformità con quanto previsto al punto 7.9.6.1.3 delle NTC18.

Nella tabella seguente si riportano le altezze di calcolo (totali e parziali) dei fusti delle pile:

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	64 di 342
			Data 10/2023	

	Altezza totale	H tratto base (parte piena)	H tratto centrale (parte cava)	H tratto sommità (parte piena)
<b>P1</b>	24	6	13.5	1.50
<b>P2</b>	24	6	13.5	1.50
<b>P3</b>	21	4.5	12	1.50
<b>P4</b>	18	4	9.5	1.50
<b>P5</b>	15	3.5	7	1.50
<b>P6</b>	11	0	6.5	1.50

Il pulvino viene realizzato in carpenteria metallica a sezione composta saldata; trasversalmente si presenta come una sezione rettangolare cava, con larghezza di base costante (2.20 mt) ed altezza variabile (pari a 3.00 mt in ombra al fusto di elevazione e linearmente rastremata verso l'esterno fino ad un'altezza di 1.45 mt). La sezione viene opportunamente irrigidita nella parte interna con piatti orizzontali e verticali: in particolare, questi ultimi vengono previsti nelle posizioni degli apparecchi di appoggio e di sollevamento, per conferire maggiore rigidità al piatto superiore e ripartire con maggiore omogeneità gli scarichi puntuali dell'impalcato. Sono altresì previste delle botole per consentire la corretta ispezione e manutenzione di tutte le parti dell'opera.

Alle estremità libere del pulvino vengono previsti dei telai metallici realizzati con tubi quadri cavi commerciali per il sostegno del carter: quest'ultimo viene proposto con funzione estetica di 'mascheratura' delle zone di appoggio dell'impalcato (solo in queste zone, infatti, sulle travi longitudinali sono presenti irrigidenti trasversali esterni).

Si sottolinea, che nonostante le sezioni alla base delle pile siano piene, si effettuano considerando solo la sezione cava come sezione reagente con funzione strutturale, poiché nel tratto di pila piena il calcestruzzo utilizzato è il C12/15 del magrone fungendo solo da riempimento e per questo motivo si può tralasciare la sua presenza a favore di sicurezza.

Le Pile 1-5-6 verranno trattate come pile dissipative solo in direzione trasversale, poiché tutti gli appoggi delle pile sono fissi almeno in quella direzione. Le Pile 2-3-4, al contrario, sono considerate come pile dissipative per entrambe le direzioni.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 65 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

## 11.1 Pila 1

La pila 1 è una pila dissipativa in direzione trasversale.

### 11.1.1 Sezione di base

La zona dissipativa si estende per 4.8 m dalla base della pila.

Si riportano le sollecitazioni agenti.

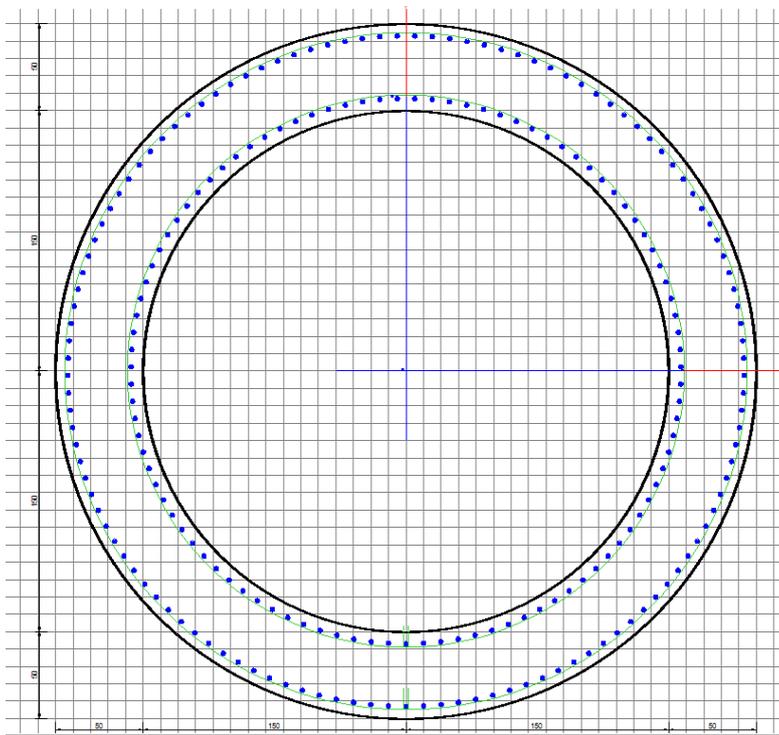
AZIONE	Frame	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Max_M1	JP1	SLUS-19	206	1150	19712	<b>30515</b>	3275	0
Min_M1	JP1	SLUS-21	-206	-1219	18238	<b>-28865</b>	-3275	0
Max_M2	JP1	SLUS-01	687	332	19740	9877	<b>10916</b>	0
Min_M2	JP1	SLUS-07	-687	-401	18210	-8227	<b>-10916</b>	0
Max_M1	JP1	SLU-01	0	-45	25860	<b>1160</b>	0	0
Min_M1	JP1	SLU-07	0	1006	29911	<b>-30647</b>	0	0
Max_M2	JP1	SLU-19	0	593	34186	-16484	<b>0</b>	0
Min_M2	JP1	SLU-01	0	-49	25376	1083	<b>0</b>	0
Max_M1	JP1	SLE-01	0	-33	19176	<b>861</b>	0	0
Min_M1	JP1	SLE-23	0	352	20841	<b>-20433</b>	0	0
Max_M2	JP1	SLE-19	0	393	25148	-10810	<b>0</b>	0
Min_M2	JP1	SLE-01	0	-36	18773	797	<b>0</b>	0
Max_M1	JP1	SLFFR-11	0	-30	21302	<b>1623</b>	0	0
Min_M1	JP1	SLFFR-05	0	107	19372	<b>-3503</b>	0	0
Max_M2	JP1	SLFFR-09	0	-28	21312	1574	<b>0</b>	0
Min_M2	JP1	SLFFR-15	0	-54	18867	-3432	<b>0</b>	0
Max_M1	JP1	SLFQP-03	0	-37	19184	<b>944</b>	0	0
Min_M1	JP1	SLFQP-05	0	-32	18766	<b>706</b>	0	0
Max_M2	JP1	SLFQP-01	0	-35	19194	895	<b>0</b>	0
Min_M2	JP1	SLFQP-07	0	-34	18756	755	<b>0</b>	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

### VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA DUTTILE IN C.A.**

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertia  
 Riferimento alla sismicità: Comb. sismiche (CD'A)  
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40  
 Resis. compr. di progetto fcd: 18.8 MPa  
 Resis. compr. ridotta fcd': 9.4 MPa  
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec: 33642.8 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 3.10 MPa  
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00  
 Sc limite S.L.E. comb. Rare: 19.9 MPa  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 19.9 MPa  
 Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm  
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 14.9 MPa  
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.200 mm

CALCESTRUZZO - Classe: C12/15  
 Resis. compr. di progetto fcd: 7.1 MPa  
 Resis. compr. ridotta fcd': 9.4 MPa  
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020  
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale Ec: 27266.6 MPa  
 Resis. media a trazione fctm: 1.60 MPa  
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	67 di 342
			Data 10/2023	

Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

#### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26

### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	68 di 342
			Data 10/2023	

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	19712.00	30515.00	3275.00	1150.00	206.00
2	19740.00	9877.00	10916.00	332.00	687.00
3	18238.00	-28865.00	-3275.00	-206.00	-1219.00
4	18210.00	-8227.00	-10916.00	-401.00	-687.00
5	29911.00	-30647.00	0.00	1006.00	0.00
6	20670.00	10160.00	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19176.00	861.00	0.00
2	20841.00	-20433.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	21302.00	1623.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	19372.00	-3503.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19184.00	944.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	18766.00	706.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 69 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	19712.00	30515.00	3275.00	19712.11	94834.33	10182.74	3.11	1168.0(549.8)
2	S	19740.00	9877.00	10916.00	19740.06	64008.70	70747.03	6.48	1168.0(549.8)
3	S	18238.00	-28865.00	-3275.00	18237.86	-93298.74	-10598.84	3.23	1168.0(549.8)
4	S	18210.00	-8227.00	-10916.00	18210.28	-56504.24	-74961.01	6.87	1168.0(549.8)
5	S	29911.00	-30647.00	0.00	29910.74	-104698.10	0.00	3.42	1168.0(549.8)
6	S	20670.00	10160.00	0.00	20670.07	96319.72	0.00	9.48	1168.0(549.8)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	21.3	200.0	0.00328	25.0	191.4	-0.00888	-20.0	-192.0
2	0.00350	148.3	200.0	0.00328	145.9	126.4	-0.00887	-142.5	-130.1
3	0.00350	-22.5	-198.7	0.00327	-20.0	-192.0	-0.00916	25.0	191.4
4	0.00350	-159.7	-120.4	0.00327	-155.3	-114.7	-0.00916	152.2	118.6
5	0.00350	0.0	-200.0	0.00331	0.0	-193.0	-0.00721	5.0	192.9
6	0.00350	0.0	200.0	0.00328	5.0	192.9	-0.00870	0.0	-193.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000003360	0.000031311	-0.002798116	----	----
2	0.000023342	0.000021120	-0.002795768	----	----
3	-0.000003631	-0.000032006	-0.002942329	----	----
4	-0.000025734	-0.000019395	-0.002944862	----	----
5	0.000000000	-0.000027266	-0.001953172	----	----
6	0.000000000	0.000031043	-0.002708524	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 12.5 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	70 di 342
						Data	
							10/2023

Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1165.42	8388.31	5397.50141.5	134.5	161.6	2.500	1.191	8.9	41.0(0.0)
2	S	732.17	8389.48	5396.97141.5	134.5	161.6	2.500	1.191	5.6	41.0(0.0)
3	S	342.11	8200.08	5399.82141.6	134.6	159.8	2.500	1.176	2.6	41.0(0.0)
4	S	789.98	8198.96	5400.28141.6	134.6	159.8	2.500	1.176	6.0	41.0(0.0)
5	S	1006.00	9488.67	5287.26138.7	131.7	177.8	2.500	1.250	7.8	41.0(0.0)
6	S	0.00	12406.74	2160.51141.6	134.6	163.5	1.000	1.200	0.0	41.0(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.80	0.0	0.0	37.5	0.0	-193.0	----	----
2	S	6.52	0.0	355.0	-10.8	5.0	192.9	1600	63.7

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]										
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	-0.00006	0.00000	0.500	26.0	57	0.00003 (0.00003)	305	0.010 (990.00)	-87523.20	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.22	0.0	0.0	39.9	0.0	-193.0	----	----
2	S	3.29	0.0	0.0	31.2	5.0	192.9	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO	
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	71 di 342	
						Data		
							10/2023	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.81	0.0	0.0	37.3	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.71	0.0	0.0	37.0	0.0	-193.0	---	---

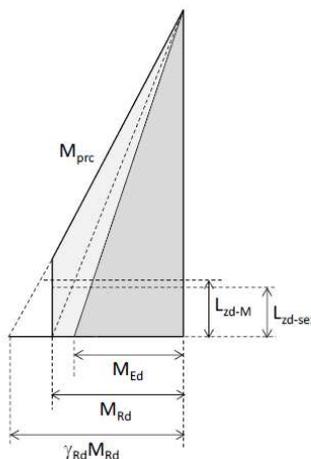
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

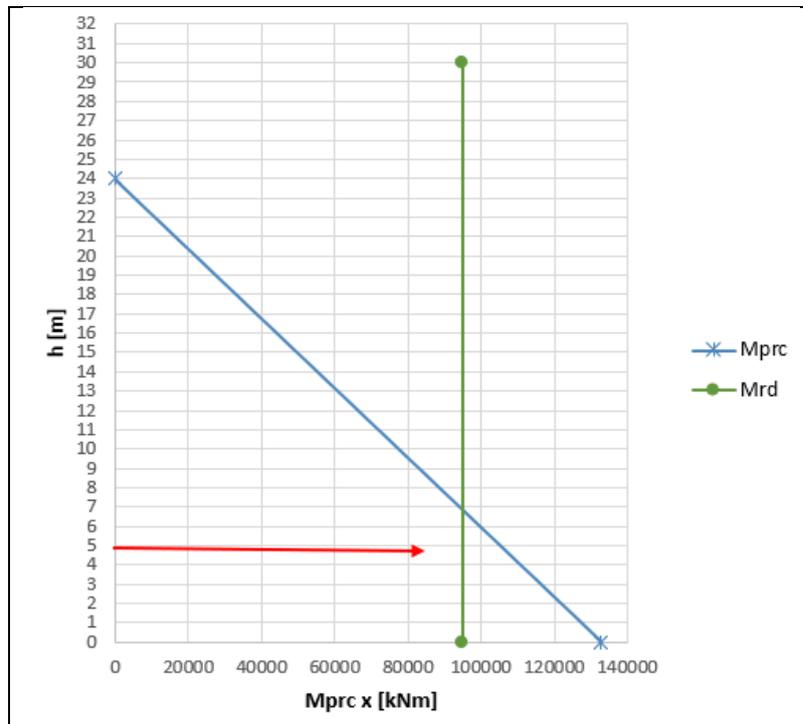
**11.1.2 Sezione zona non dissipativa**

Per le azioni sismiche, sono stati applicati i criteri della gerarchia delle resistenze, definendo l'armatura della sezione di base secondo la seguente procedura:

- Si è preso in considerazione il momento  $M_{Rd}$  nella direzione interessata calcolata nella sezione di base della pila;
- Successivamente si è calcolato il momento  $M_{prc}$  moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, come mostrato nella figura seguente.



Si riporta di seguito il calcolo del momento  $M_{prc}$  eseguito sulla pila più sollecitata P01 in direzione x. Come si nota tale momento risulta limitato nelle sezioni di cerniera plastica ad un valore pari a  $M_{Rd}$ .



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Per le verifiche di resistenza a taglio, come già descritto precedentemente, le NTC18 prevedono ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, che la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

dove  $L_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Max_M2	P1-2	0.000	SLUS-19	-16376	0	4865.72	0	<b>94834.33</b>	0
Min_M2	P1-2	0.000	SLU-23	-31598	0	-575	0	<b>-26265</b>	0
Max_M2	P1-2	0.000	SLE-01	-16888	0	36	0	<b>644</b>	0
Min_M2	P1-2	0.000	SLE-23	-23235	0	-381	0	<b>-18321</b>	0
Max_M2	P1-2	0.000	SLFFR-11	-17006	0	60	0	<b>1407</b>	0
Min_M2	P1-2	0.000	SLFFR-13	-19404	0	23	0	<b>-3749</b>	0
Max_M2	P1-2	0.000	SLFQP-03	-16896	0	40	0	<b>706</b>	0
Min_M2	P1-2	0.000	SLFQP-05	-17286	0	30	0	<b>528</b>	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 73 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    CITIZIA s.r.l. RECUPERO VALUTA AMBIENTE sinergo D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

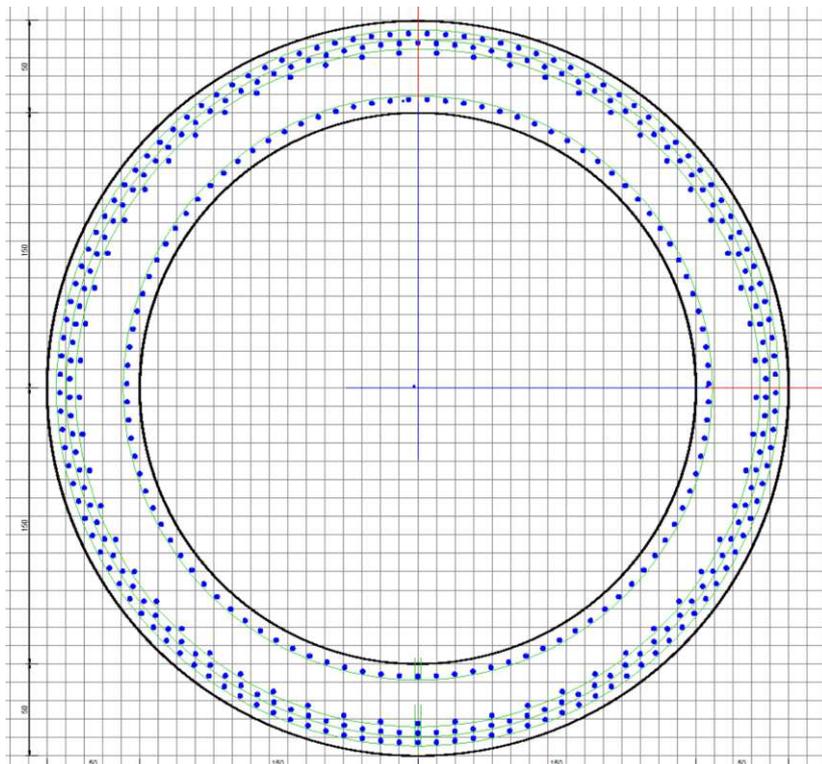
Nelle sezioni al di fuori della cerniera plastica le armature verticali presentano dei quantitativi maggiori nonostante le sollecitazioni flessionali siano minori rispetto alla sezione di base. Tali quantitativi si sono dovuti ai criteri di gerarchia delle resistenze appena descritti ( $M_{prc} \leq M_{yd}$ ).

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x $\phi$ 26/10 esterno +  $\phi$ 26/20 esterno +  $\phi$ 26/10 interno
- Staffe  $\phi$ 12/10

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
----------------	---------	--------

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	75 di 342
			Data 10/2023	

Resis. compr. di progetto fcd:	21.2	MPa
Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.40	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26
4	0.0	0.0	182.6	57	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	76 di 342
			Data 10/2023	

Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16376.00	94834.33	0.00	4865.72	0.00
2	31598.00	-26265.00	0.00	-575.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	16888.00	644.00	0.00
2	23235.00	-18321.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	17006.00	1407.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	19404.00	-3749.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	16896.00	706.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	17286.00	528.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIAMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI		A	77 di 342
					D_VA D_VisionArchitecture	
						Data
						10/2023

As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	16376.00	94834.33	0.00	16376.21	100238.37	0.00	1.06	2097.2(164.9)
2	S	31598.00	-26265.00	0.00	31597.83	-114933.45	0.00	4.38	2097.2(164.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00153	0.0	200.0	0.00147	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00196	0.0	200.0	0.00189	0.0	-193.0	-0.00196	5.0	192.9

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008874	-0.000243903	----	----
2	0.000000000	-0.000009971	-0.000032702	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezi. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lunghezza legatura/proietta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	4865.72	8854.59	9570.10	115.8	203.5	2.500	1.158	42.9	84.4(0.0)
2	S	575.00	9210.91	8924.64	108.0	210.4	2.500	1.250	5.4	84.4(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	78 di 342
			Data 10/2023	

Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.05	0.0	0.0	28.0	0.0	-193.0	---	---
2	S	5.35	0.0	0.0	1.8	5.0	192.9	---	---

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.17	0.0	0.0	26.6	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.79	0.0	0.0	25.8	5.0	192.9	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.06	0.0	0.0	27.8	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.08	0.0	0.0	28.9	0.0	-193.0	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

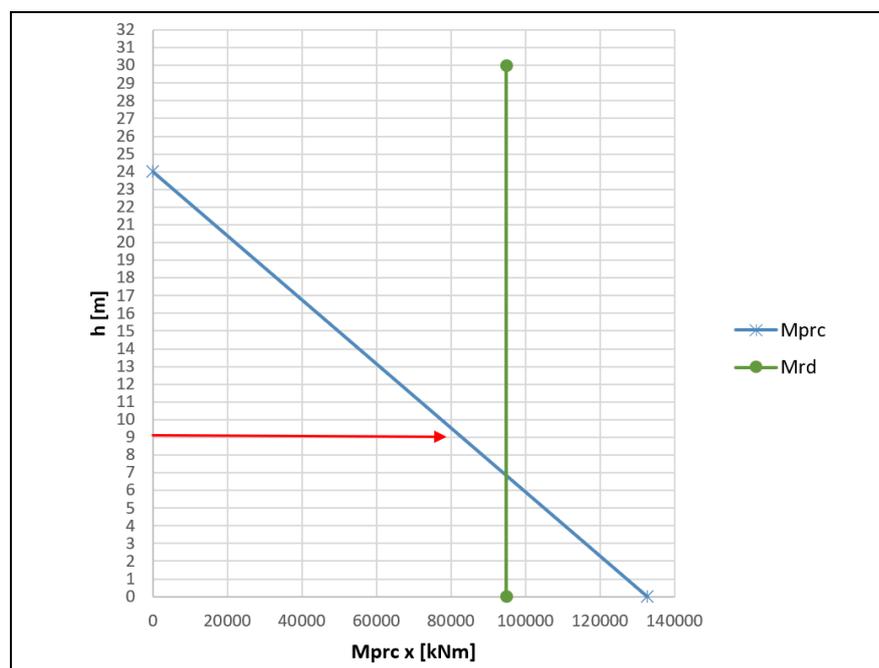
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 79 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETAZMA</b> A.S. S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	<b>sinergo</b> <b>D_VA</b> <small>DVisionArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

### 11.1.3 Sezione +9 m

Per ottimizzare l'armatura, è stata effettuata una verifica anche per la sezione posta a +9 m dalla base della pila. Di conseguenza si prevederà meno armatura dall'altezza di 9m in su.

Si utilizza il grafico del momento  $M_{prc}$  nella direzione x, ottenuto moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, e si utilizza il valore di  $M_{prc}$  in corrispondenza dell'altezza di 9m, come riportato nei grafici seguenti.



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yld}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Secondo quanto illustrato precedentemente, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

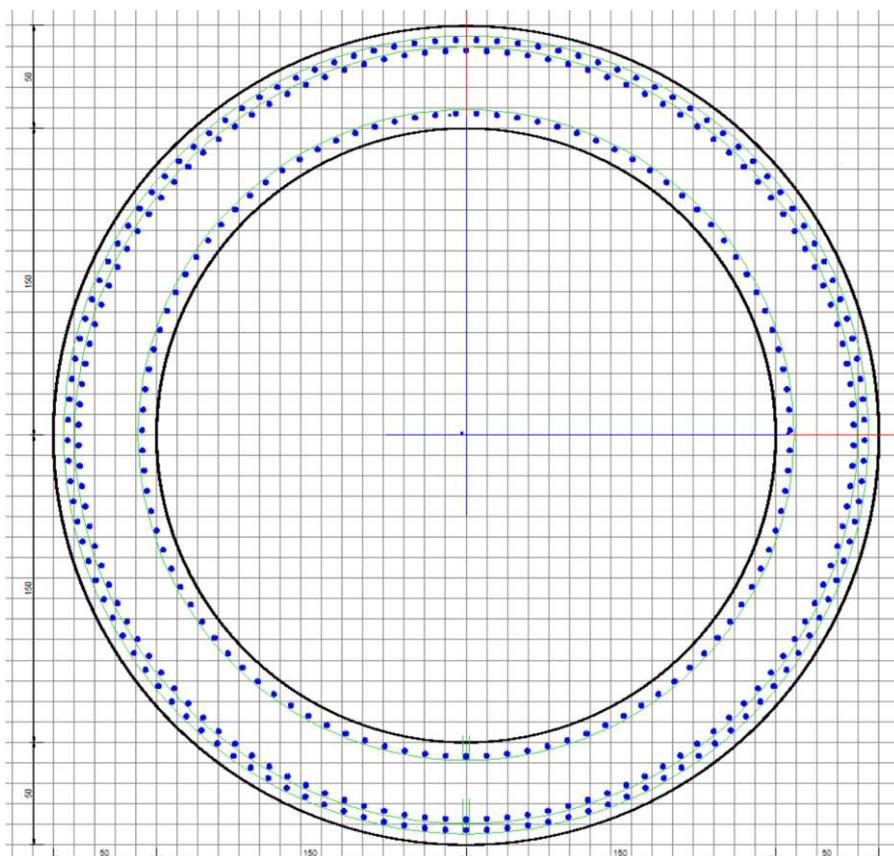
AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>Max_M2</b>	P1-2	9.000	SLUS-19	-16550	0	3754.38	0	<b>82980.04</b>	0
<b>Max_M2</b>	P1-2	9.000	SLE-01	-15633	0	36	0	<b>313</b>	0
<b>Min_M2</b>	P1-2	9.000	SLE-23	-21980	0	-354	0	<b>-15327</b>	0
<b>Max_M2</b>	P1-2	9.000	SLFFR-11	-15752	0	60	0	<b>1079</b>	0
<b>Min_M2</b>	P1-2	9.000	SLFFR-13	-18040	0	23	0	<b>-4202</b>	0
<b>Max_M2</b>	P1-2	9.000	SLFQP-03	-15641	0	40	0	<b>344</b>	0
<b>Min_M2</b>	P1-2	9.000	SLFQP-05	-15922	0	30	0	<b>234</b>	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

#### VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	81 di 342
			Data 10/2023	

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
Resis. compr. di progetto fcd:		21.2	MPa
Resis. compr. ridotta fcd':		9.4	MPa
Def.unit. max resistenza ec2:		0.0020	
Def.unit. ultima ecu:		0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:		Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:		34625.5	MPa
Resis. media a trazione fctm:		3.40	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:		15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:		22.4	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:		22.4	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:		0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:		16.8	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:		0.200	mm
ACCIAIO -		Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	200000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	82 di 342
			Data 10/2023	

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16550.00	82980.04	0.00	3754.38	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	15633.00	313.00	0.00
2	21980.00	-15327.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	15752.00	1079.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	18040.00	-4202.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 83 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    EITAVIA s.r.l. s.p.a. s.r.l. s.p.a. sinergo D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	15641.00	344.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	15922.00	234.00 (0.00)	0.00 (0.00)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	16550.00	82980.04	0.00	16549.96	89938.82	0.00	1.08	1794.5(164.9)

### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00149	0.0	200.0	0.00143	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008778	-0.000262292	---	---

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	84 di 342
			Data 10/2023	

Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	3754.38	8904.18	7190.51125.9	116.6	203.1	2.500	1.160	32.9	63.0(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.96	0.0	0.0	27.9	0.0	-193.0	---	---
2	S	5.04	0.0	0.0	6.2	5.0	192.9	---	---

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.09	0.0	0.0	26.5	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.85	0.0	0.0	23.7	5.0	192.9	---	---

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture		A	85 di 342
				Data 10/2023	

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.96	0.0	0.0	27.9	0.0	-193.0	----	----
2	S	1.98	0.0	0.0	28.6	0.0	-193.0	----	----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max		wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		A	86 di 342
				Data 10/2023	

## 11.2 Pila 2

La pila 2 è una pila dissipativa sia in direzione longitudinale che trasversale.

### 11.2.1 Sezione di base

La zona dissipativa si estende per 4.8 m dalla base della pila.

Si riportano le sollecitazioni agenti nella sezione di base.

AZIONE	Frame	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Max_M1	JP2	SLUS-21	756	2034	22185	<b>52831</b>	17722	2188
Min_M1	JP2	SLUS-19	-756	-2047	20519	<b>-52502</b>	-17722	-2188
Max_M2	JP2	SLUS-07	2497	618	22192	16105	<b>58680</b>	664
Min_M2	JP2	SLUS-01	-2497	-630	20512	-15777	<b>-58680</b>	-664
Max_M1	JP2	SLU-01	0	-6	29107	<b>269</b>	0	0
Min_M1	JP2	SLU-05	0	1252	33786	<b>-38574</b>	0	0
Max_M2	JP2	SLU-25	0	765	38432	-21746	<b>0</b>	0
Min_M2	JP2	SLU-01	0	-10	28543	174	<b>0</b>	0
Max_M1	JP2	SLE-01	0	-4	21588	<b>204</b>	0	0
Min_M1	JP2	SLE-05	0	834	24613	<b>-25708</b>	0	0
Max_M2	JP2	SLE-25	0	511	28272	-14383	<b>0</b>	0
Min_M2	JP2	SLE-01	0	-8	21117	124	<b>0</b>	0
Max_M1	JP2	SLFFR-13	0	1	23860	<b>885</b>	0	0
Min_M1	JP2	SLFFR-03	0	161	21814	<b>-5047</b>	0	0
Max_M2	JP2	SLFFR-15	0	2	23866	882	<b>0</b>	0
Min_M2	JP2	SLFFR-09	0	-19	21334	-4707	<b>0</b>	0
Max_M1	JP2	SLFQP-05	0	-5	21591	<b>211</b>	0	0
Min_M1	JP2	SLFQP-03	0	-8	21114	<b>118</b>	0	0
Max_M2	JP2	SLFQP-07	0	-5	21596	207	<b>0</b>	0
Min_M2	JP2	SLFQP-01	0	-8	21108	121	<b>0</b>	0

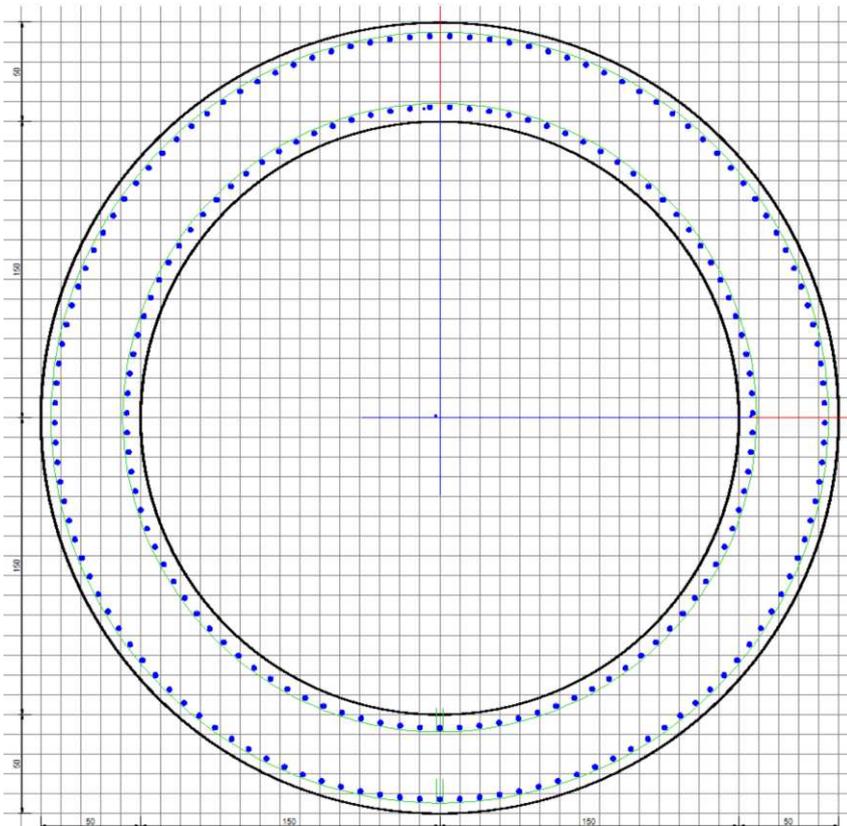
Con tali sollecitazioni si è proceduto al calcolo delle armature alla base dei fusti della pila al fine di ottenere  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ .

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

### VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA DUTTILE IN C.A.**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. sismiche (CD'A')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	88 di 342
			Data 10/2023	

Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6	MPa
Resis. media a trazione fctm:	1.60	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0	cm
X centro circ.:	0.0	cm
Y centro circ.:	0.0	cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
---------	---	----	----	----	----

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 89 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIMA s.r.l. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 10/2023	

1	22185.00	52831.00	17722.00	2034.00	756.00
2	22192.00	16105.00	58680.00	618.00	2497.00
3	33786.00	-38574.00	0.00	1252.00	0.00
4	23264.00	16355.00	17982.00	647.00	767.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	21588.00	204.00	0.00
2	24613.00	-25708.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	23860.00	885.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	21814.00	-5047.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	21591.00	211.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	21114.00	118.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 90 di 342
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	22185.00	52831.00	17722.00	22185.00	92708.64	31097.96	1.75	1168.0(549.8)
2	S	22192.00	16105.00	58680.00	22192.14	25884.10	94303.03	1.61	1168.0(549.8)
3	S	33786.00	-38574.00	0.00	33785.73	-107818.95	0.00	2.80	1168.0(549.8)
4	S	23264.00	16355.00	17982.00	23263.99	66481.16	73097.16	4.06	1168.0(549.8)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	63.6	200.0	0.00329	63.9	182.1	-0.00843	-59.2	-183.7
2	0.00350	192.9	200.0	0.00329	187.2	47.1	-0.00843	-185.9	-52.0
3	0.00350	0.0	-200.0	0.00332	0.0	-193.0	-0.00669	5.0	192.9
4	0.00350	148.0	134.6	0.00329	145.9	126.4	-0.00824	-142.5	-130.1

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000009654	0.000028778	-0.002570839	----	----
2	0.000029270	0.000008033	-0.002570571	----	----
3	0.000000000	-0.000025940	-0.001687925	----	----
4	0.000022106	0.000020106	-0.002476443	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 12.5 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	2168.83	8744.59	5390.05141.3	134.3	165.4	2.500	1.215	16.5	41.0(0.0)
2	S	2571.52	8744.99	5390.17141.3	134.3	165.4	2.500	1.215	19.6	41.0(0.0)
3	S	1252.00	9582.61	5204.71136.7	129.7	182.4	2.500	1.250	9.9	41.0(0.0)
4	S	1002.74	8914.54	5384.69141.2	134.2	167.3	2.500	1.225	7.6	41.0(0.0)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo	A	91 di 342
			Data 10/2023	

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.01	0.0	0.0	44.1	0.0	-193.0	---	---
2	S	8.04	0.0	0.0	-19.1	5.0	192.9	2420	74.3

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	-0.00011	0.00000	0.500	26.0	57	0.00006 (0.00006)	338	0.019 (990.00)	-70376.94	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.45	0.0	0.0	47.1	0.0	-193.0	---	---
2	S	3.90	0.0	0.0	32.3	5.0	192.9	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.02	0.0	0.0	44.1	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.93	0.0	0.0	43.4	0.0	-193.0	---	---

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

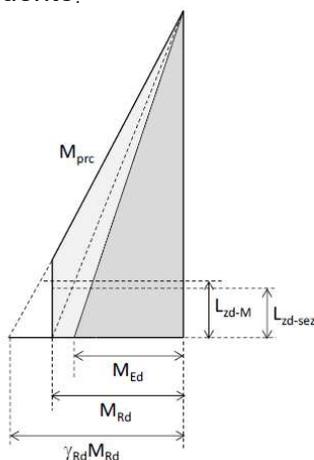
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

2 S 0.00000 0.00000 --- --- --- --- --- 0.000 (0.20) 0.00 0.00

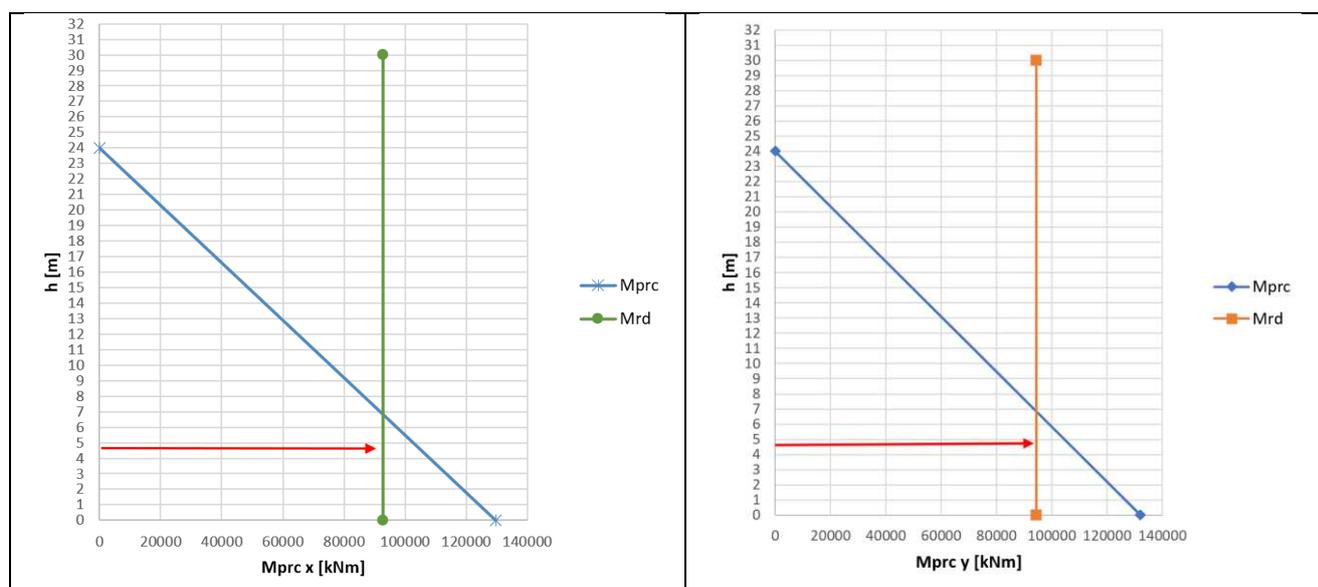
### 11.2.2 Sezione zona non dissipativa

Per le azioni sismiche, sono stati applicati i criteri della gerarchia delle resistenze, definendo l'armatura della sezione di base secondo la seguente procedura:

- Si sono presi in considerazione i momenti  $M_{Rd}$  nelle due direzioni calcolati nella sezione di base della pila;
- Successivamente si è calcolato il momento  $M_{prc}$  nelle due direzioni moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, come mostrato nella figura seguente.



Si riporta di seguito il calcolo del momento  $M_{prc}$  eseguito sulla pila più sollecitata P02 in direzione x e y. Come si nota tale momento risulta limitato nelle sezioni di cerniera plastica ad un valore pari a  $M_{Rd}$ .



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	93 di 342
			Data 10/2023	

Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x e y) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente. Per le verifiche di resistenza a taglio, come già descritto precedentemente, le NTC18 prevedono ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, che la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

dove  $L_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1.25$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Max_M2	P2-2	0.000	SLUS-21	-18649	0	3380.00	2188	<b>92708.64</b>	0
Max_M3	P2-2	0.000	SLUS-01	-18633	3929.29	0	664	0	<b>94303.03</b>
Min_M2	P2-2	0.000	SLU-21	-35866	0	-739	0	<b>-32338</b>	0
Max_M2	P2-2	0.000	SLE-01	-19233	0	8	0	<b>156</b>	0
Min_M2	P2-2	0.000	SLE-21	-26373	0	-494	0	<b>-22566</b>	0
Max_M2	P2-2	0.000	SLFFR-13	-19461	0	20	0	<b>854</b>	0
Min_M2	P2-2	0.000	SLFFR-11	-21969	0	-2	0	<b>-4785</b>	0
Max_M2	P2-2	0.000	SLFQP-05	-19236	0	8	0	<b>161</b>	0
Min_M2	P2-2	0.000	SLFQP-03	-19700	0	4	0	<b>93</b>	0

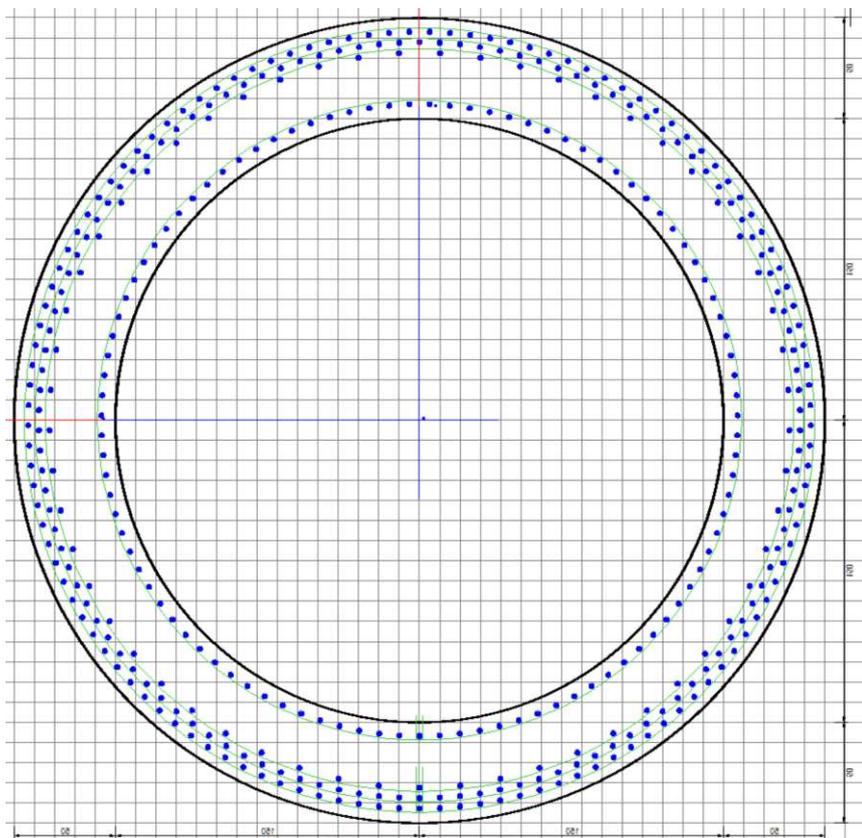
Nelle sezioni al di fuori della cerniera plastica le armature verticali presentano dei quantitativi maggiori nonostante le sollecitazioni flessionali siano minori rispetto alla sezione di base. Tali quantitativi si sono dovuti ai criteri di gerarchia delle resistenze appena descritti ( $M_{prc} \leq M_{yd}$ ).

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x $\phi$ 26/10 esterno +  $\phi$ 26/20 esterno +  $\phi$ 26/10 interno
- Staffe  $\phi$ 12/10

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	95 di 342
			Data 10/2023	

Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.40	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26
4	0.0	0.0	182.6	57	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
---------	---	----	----	----	----

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 96 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023		

1	18649.00	92708.64	0.00	3380.00	0.00
2	18633.00	0.00	94303.03	0.00	3929.29
3	35866.00	-32338.00	0.00	-739.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19233.00	156.00	0.00
2	26376.00	-22566.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19461.00	854.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	21969.00	-4785.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19236.00	161.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	19700.00	93.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1,000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo	A	97 di 342
			Data 10/2023	

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	18649.00	92708.64	0.00	18649.05	102530.30	0.00	1.11	2097.2(164.9)
2	S	18633.00	0.00	94303.03	18632.92	0.00	102519.98	1.09	2097.2(164.9)
3	S	35866.00	-32338.00	0.00	35865.92	-114406.20	0.00	3.54	2097.2(164.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione								
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione								
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)								
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)								
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00159	0.0	200.0	0.00153	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00159	200.0	200.0	0.00153	193.0	-2.5	-0.00196	-193.0	-2.5
3	0.00200	0.0	-200.0	0.00193	0.0	-193.0	-0.00184	5.0	192.9

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000009029	-0.000213966	----	----
2	0.000009028	0.000000000	-0.000214204	----	----
3	0.000000000	-0.000009778	0.000044342	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm									
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]									
Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata									
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro									
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]									
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]									
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).									
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.									
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo									
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione									
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]									
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.									

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	3380.00	8996.17	9451.28125.7	114.4	205.5	2.500	1.180	30.2	84.4(0.0)
2	S	3929.29	8995.42	9451.18125.7	114.4	205.5	2.500	1.180	35.1	84.4(0.0)
3	S	739.00	9084.27	8732.48125.5	105.7	212.1	2.500	1.250	7.1	84.4(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	 sinergo	A	98 di 342
				Data 10/2023	

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.25	0.0	0.0	33.0	0.0	-193.0	---	---
2	S	6.33	0.0	0.0	-1.7	5.0	192.9	325	10.6

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e\_sm - e\_cm) / [(7.8)EC2 \text{ e } (C4.1.7)NTC]$ . Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	-0.00002	0.00000	0.500	26.0	61	0.00001 (0.00001)	342	0.002 (990.00)	-309713.26	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.38	0.0	0.0	32.0	0.0	-193.0	---	---
2	S	3.24	0.0	0.0	28.1	-5.0	192.9	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.25	0.0	0.0	33.0	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.29	0.0	0.0	34.0	0.0	-193.0	---	---

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

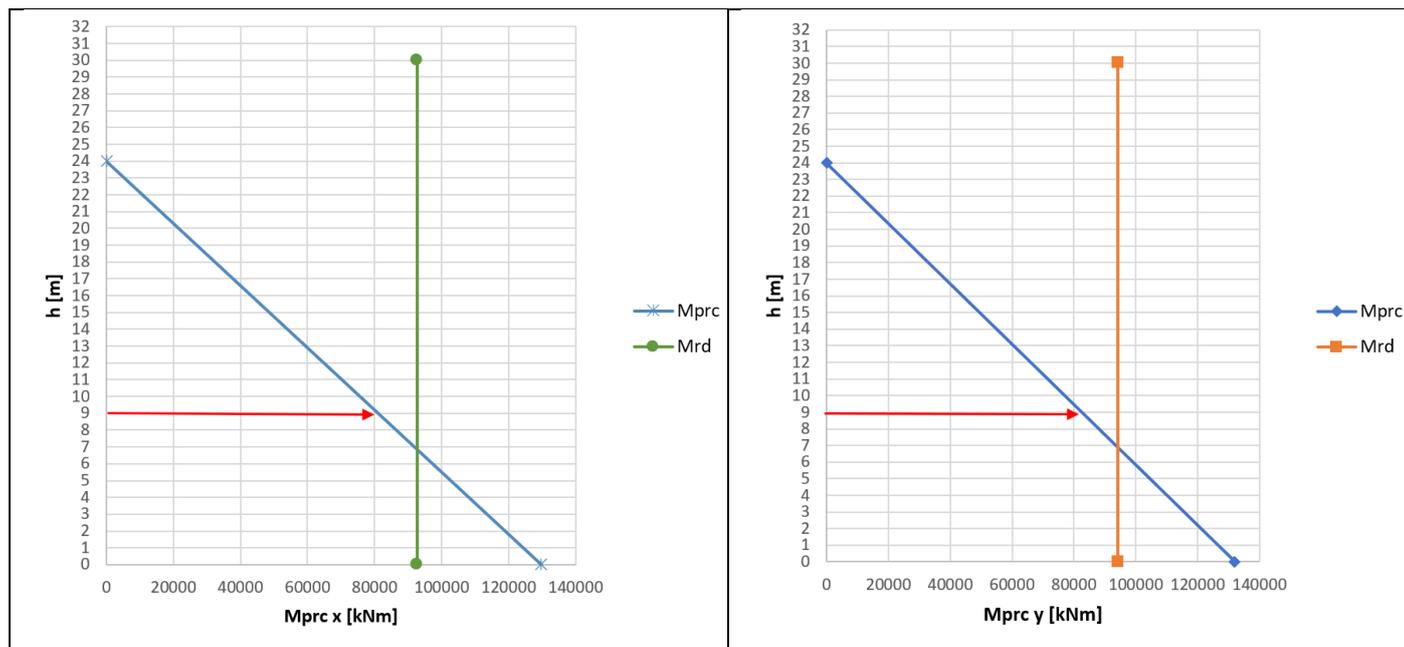
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 99 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETAZMA</b> S.R.L. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	Data 10/2023	
		<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	

### 11.2.3 Sezione +9 m

Per ottimizzare l'armatura, è stata effettuata una verifica anche per la sezione posta a +9 m dalla base della pila. Di conseguenza si prevederà meno armatura dall'altezza di 9 m in su.

Si utilizza il grafico del momento  $M_{prc}$  nelle due direzioni, ottenuto moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, e si utilizza il valore di  $M_{prc}$  in corrispondenza dell'altezza di 9m, come riportato nei grafici seguenti.



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x e y) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Secondo quanto illustrato precedentemente, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Max_M2	P2-2	9.000	SLUS-21	-17394	0	3380.00	2188	81120.06	0
Max_M3	P2-2	9.000	SLUS-01	-17378	3438.1	0	664	0	82515.15
Max_M2	P2-2	9.000	SLU-01	-24305	0	10	0	110	0
Min_M2	P2-2	9.000	SLU-21	-34172	0	-698	0	-26122	0
Max_M2	P2-2	9.000	SLE-01	-17978	0	8	0	83	0
Min_M2	P2-2	9.000	SLE-21	-25118	0	-466	0	-18440	0
Max_M2	P2-2	9.000	SLFFR-13	-18207	0	20	0	807	0
Min_M2	P2-2	9.000	SLFFR-11	-20605	0	-2	0	-4908	0
Max_M2	P2-2	9.000	SLFQP-05	-17981	0	8	0	85	0
Min_M2	P2-2	9.000	SLFQP-03	-18336	0	4	0	51	0

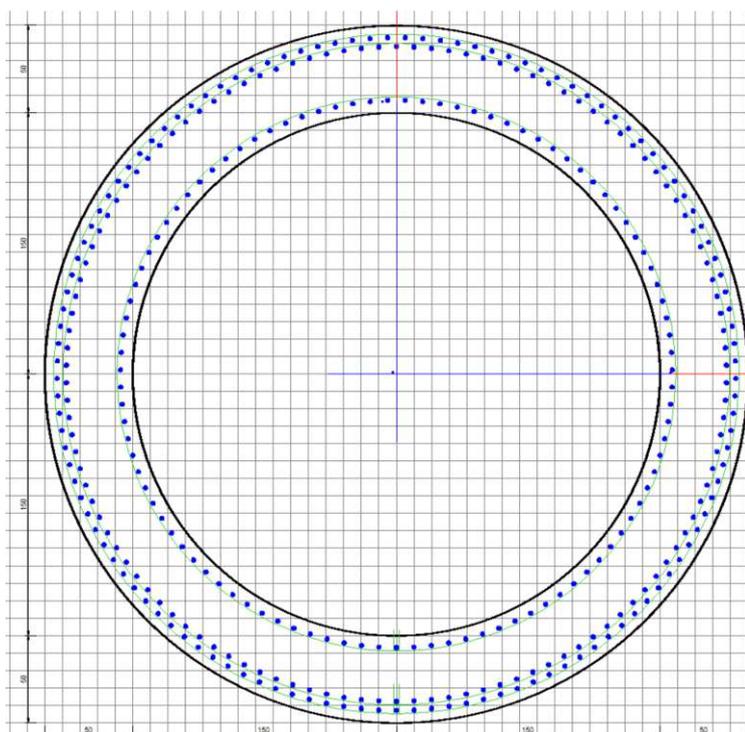
CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 100 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>STREVA</b> s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	<b>sinergo</b> <b>D_VA</b> <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	101 di 342
			Data 10/2023	

	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.40	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Circolare  
Classe Calcestruzzo: C32/40

Raggio circ.: 200.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti, disposte lungo la circonferenza  
 $\emptyset$  Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	$\emptyset$
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 102 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	17394.00	81120.06	0.00	3380.00	0.00
2	17378.00	0.00	82515.15	0.00	3438.13

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	25118.00	-18440.00	0.00
2	17978.00	83.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	18207.00	807.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	20605.00	-4908.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	17981.00	85.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	18336.00	21.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 103 di 342
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITAMVA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTA AMBIENTE	 sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	17394.00	81120.06	0.00	17394.07	90812.29	0.00	1.12	1794.5(164.9)
2	S	17378.00	0.00	82515.15	17378.19	0.00	90800.86	1.10	1794.5(164.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00152	0.0	200.0	0.00146	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00152	200.0	200.0	0.00146	193.0	-2.5	-0.00196	-193.0	-2.5

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008840	-0.000250396	----	----
2	0.000008839	0.000000000	-0.000250647	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	3380.00	8942.84	7160.53125.9	116.1	203.4	2.500	1.168	29.8	63.0(0.0)
2	S	3438.13	8942.12	7160.51125.9	116.1	203.4	2.500	1.168	30.3	63.0(0.0)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	104 di 342
			Data 10/2023	

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.90	0.0	0.0	5.0	5.0	192.9	---	---
2	S	2.21	0.0	0.0	32.7	0.0	-193.0	---	---

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k2	= 0.5 per flessione; = (e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
sr max	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]										
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)-309713.26	0.00	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.35	0.0	0.0	31.6	0.0	-193.0	---	---
2	S	3.27	0.0	0.0	26.8	5.0	192.9	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.21	0.0	0.0	32.7	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.24	0.0	0.0	33.5	0.0	-193.0	---	---

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 105 di 342
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

## 11.3 Pila 3

La pila 3 è una pila dissipativa sia in direzione longitudinale che trasversale.

### 11.3.1 Sezione di base

La zona dissipativa si estende per 4.2 m dalla base della pila.  
Si riportano le sollecitazioni agenti nella sezione di base.

AZIONE	Frame	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Max_M1	JP3	SLUS-21	1043	2323	21030	<b>52371</b>	21770	3048
Min_M1	JP3	SLUS-19	-1043	-2307	19252	<b>-52717</b>	-21770	-3009
Max_M2	JP3	SLUS-01	3454	714	21060	15744	<b>72177</b>	940
Min_M2	JP3	SLUS-07	-3454	-698	19222	-16090	<b>-72177</b>	-901
Max_M1	JP3	SLU-01	0	14	27488	<b>-178</b>	0	27
Min_M1	JP3	SLU-21	0	726	30629	<b>-34891</b>	0	-1368
Max_M2	JP3	SLU-19	0	773	36766	-19600	<b>0</b>	1540
Min_M2	JP3	SLU-41	-1215	737	30083	-27710	<b>-25819</b>	-2220
Max_M1	JP3	SLE-01	0	10	20389	<b>-127</b>	0	20
Min_M1	JP3	SLE-21	0	483	22445	<b>-24317</b>	0	-1017
Max_M1	JP3	SLFFR-13	-900	17	22695	<b>582</b>	-19125	229
Min_M1	JP3	SLFFR-11	-900	-3	20111	<b>-5203</b>	-19125	-1672
Max_M2	JP3	SLFFR-01	0	175	21069	-4727	<b>0</b>	32
Min_M2	JP3	SLFFR-15	-900	-3	20108	-5200	<b>-19125</b>	-1678
Max_M1	JP3	SLFQP-05	0	10	20389	<b>-124</b>	0	16
Min_M1	JP3	SLFQP-03	0	6	19893	<b>-222</b>	0	23

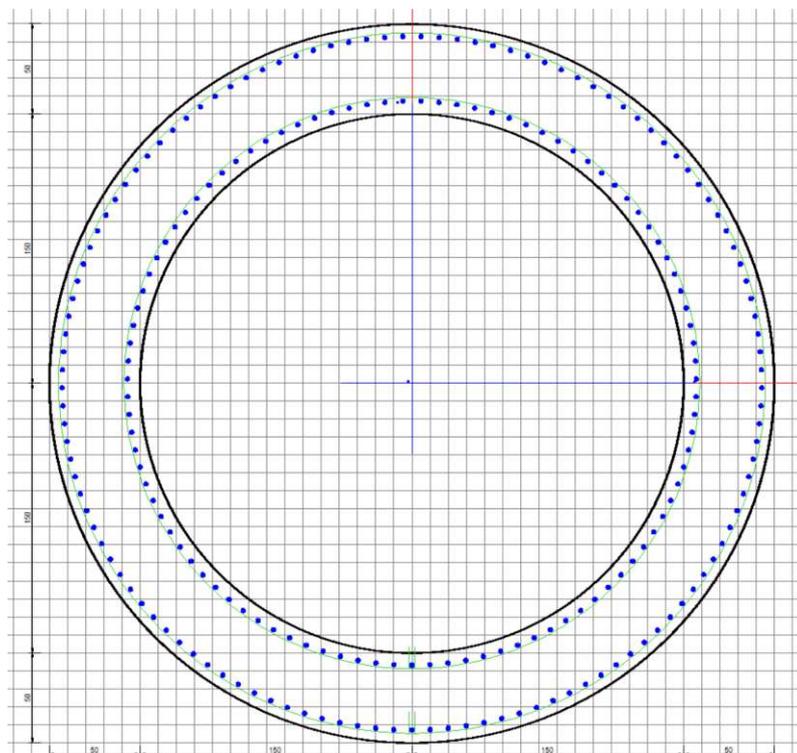
Con tali sollecitazioni si è proceduto al calcolo delle armature alla base dei fusti della pila al fine di ottenere  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ .

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA DUTTILE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. sismiche (CD'A')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	CALCESTRUZZO -	Classe:
Resis. compr. di progetto fcd:		7.1 MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 107 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6	MPa
Resis. media a trazione fctm:	1.60	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A. INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	A	108 di 342
			Data 10/2023	

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	27488.00	-178.00	0.00	14.00	0.00
2	30629.00	-34891.00	0.00	726.00	0.00
3	21030.00	52371.00	21770.00	2323.00	1043.00
4	21060.00	15744.00	72177.00	714.00	3454.00
5	22269.00	16040.00	21913.00	741.00	1049.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	20389.00	-127.00	0.00
2	22445.00	-24317.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	22695.00	582.00 (7542.59)	-19125.00 (-247855.65)
2	20111.00	-5203.00 (-22511.93)	-19125.00 (-82748.55)
3	21069.00	-4727.00 (0.00)	0.00 (0.00)
4	20108.00	-5200.00 (-22490.32)	-19125.00 (-82716.79)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	20389.00	-124.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	19893.00	-222.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO	
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI		A	109 di 342	
					Data		
						10/2023	

Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	27488.00	-178.00	0.00	27488.15	-102630.09	0.00	576.57	1168.0(549.8)
2	S	30629.00	-34891.00	0.00	30628.91	-105295.87	0.00	3.02	1168.0(549.8)
3	S	21030.00	52371.00	21770.00	21029.95	89273.65	37100.17	1.70	1168.0(549.8)
4	S	21060.00	15744.00	72177.00	21059.76	20607.84	94475.89	1.31	1168.0(549.8)
5	S	22269.00	16040.00	21913.00	22268.91	57810.04	78965.24	3.60	1168.0(549.8)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	-200.0	0.00330	0.0	-193.0	-0.00757	5.0	192.9
2	0.00350	0.0	-200.0	0.00331	0.0	-193.0	-0.00711	5.0	192.9
3	0.00350	76.8	-200.0	0.00328	73.3	178.5	-0.00863	-77.9	-176.6
4	0.00350	195.4	-52.5	0.00328	189.4	37.3	-0.00863	-188.3	-42.2
5	0.00350	161.4	118.1	0.00329	158.2	110.6	-0.00841	-155.3	-114.7

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000028165	-0.002133087	----	----
2	0.000000000	-0.000027009	-0.001901815	----	----
3	0.000011852	0.000028511	-0.002675178	----	----
4	0.000030155	0.000006578	-0.002672823	----	----
5	0.000024464	0.000017907	-0.002563417	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 12.5 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTA, AMBIENTE	A	110 di 342
			Data 10/2023	

L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	
1	S	14.00	9335.16	5329.74	139.8	132.8	173.5	2.500	1.250	0.1	41.0(0.0)
2	S	726.00	9466.91	5272.23	138.4	131.4	177.9	2.500	1.250	5.6	41.0(0.0)
3	S	2545.40	8570.19	5394.11	141.4	134.4	163.5	2.500	1.203	19.4	41.0(0.0)
4	S	3526.82	8571.47	5393.56	141.4	134.4	163.5	2.500	1.204	26.8	41.0(0.0)
5	S	1284.14	8747.90	5388.62	141.3	134.3	165.4	2.500	1.215	9.8	41.0(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.83	0.0	0.0	41.9	-5.0	192.9	----	----
2	S	7.53	0.0	0.0	-21.4	-5.0	192.9	2890	84.9

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00
2	S	-0.00012	0.00000	0.500	26.0	57	0.00006 (0.00006)	344	0.022 (990.00)	-63535.02	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.50	-199.9	0.0	-1.9	193.0	-2.5	382	15.9
2	S	6.32	-193.0	0.0	-10.8	187.2	47.1	1638	63.7
3	S	3.74	0.0	0.0	31.5	-5.0	192.9	----	----
4	S	6.32	-193.0	0.0	-10.8	187.2	47.1	1639	63.7

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	0.500	26.0	57	0.00001 (0.00001)	300	0.002 (0.30)	7542.59	-247855.65
2	S	-0.00006	0.00000	0.500	26.0	57	0.00003 (0.00003)	307	0.010 (0.30)	-22511.93	-82748.55
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
4	S	-0.00006	0.00000	0.500	26.0	57	0.00003 (0.00003)	307	0.010 (0.30)	-22490.32	-82716.79

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA S.p.A.</b> INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> DvisionArchitecture
				Data 10/2023

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.83	0.0	0.0	41.9	-5.0	192.9	----	----
2	S	2.78	0.0	0.0	40.6	-5.0	192.9	----	----

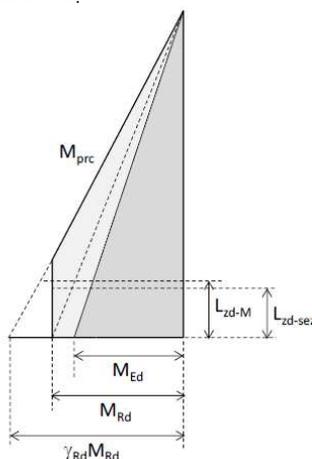
### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

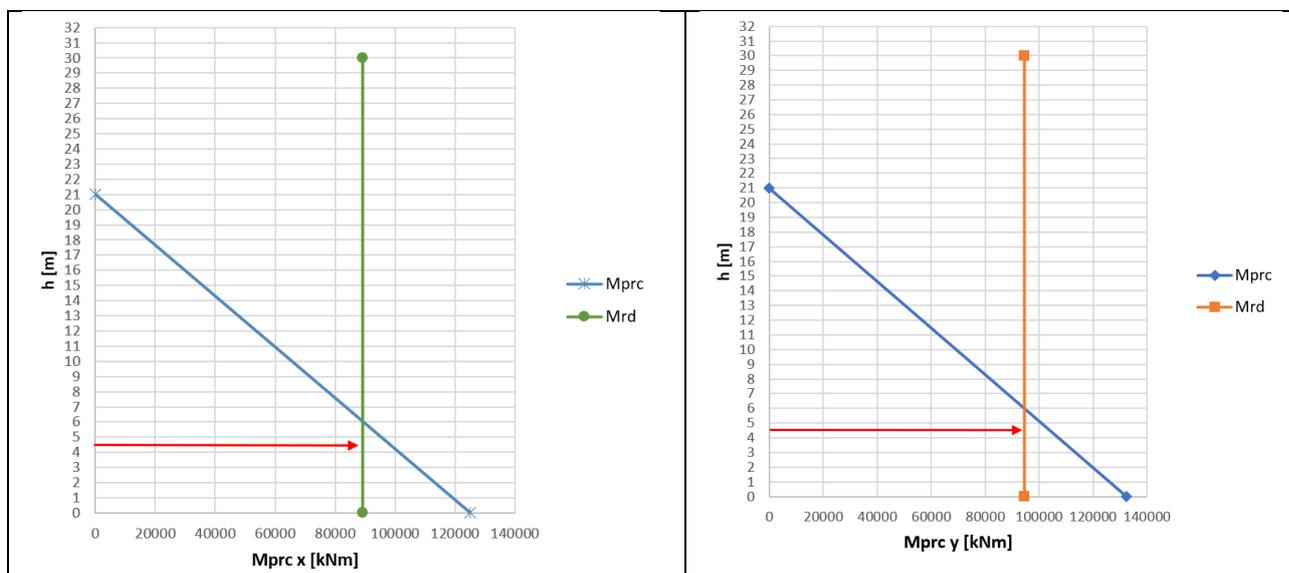
### 11.3.2 Sezione zona non dissipativa

Per le azioni sismiche, sono stati applicati i criteri della gerarchia delle resistenze, definendo l'armatura della sezione di base secondo la seguente procedura:

- Si sono presi in considerazione i momenti  $M_{Rd}$  nelle due direzioni calcolati nella sezione di base della pila;
- Successivamente si è calcolato il momento  $M_{prc}$  nelle due direzioni moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, come mostrato nella figura seguente.



Si riporta di seguito il calcolo del momento  $M_{prc}$  eseguito sulla pila più sollecitata P03 in direzione x e y. Come si nota tale momento risulta limitato nelle sezioni di cerniera plastica ad un valore pari a  $M_{Rd}$ .



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x e y) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente. Per le verifiche di resistenza a taglio, come già descritto precedentemente, le NTC18 prevedono ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, che la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

dove  $L_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
<b>Max_M2</b>	P3-2	0.000	SLUS-21	-17840	0	1625.21	3017	<b>89273.6</b>	0
<b>Max_M3</b>	P3-2	0.000	SLUS-07	-17811	4498.85	0	901	0	<b>94475.9</b>
<b>Min_M2</b>	P3-2	0.000	SLU-21	-34856	0	-753	-1544	<b>-31619</b>	0
<b>Min_M2</b>	P3-2	0.000	SLE-21	-25632	0	-505	-1140	<b>-22135</b>	0
<b>Max_M3</b>	P3-2	0.000	SLE-41	-20628	900	-478	1648	-10988	<b>15075</b>
<b>Min_M2</b>	P3-2	0.000	SLFFR-11	-21283	900	-18	-237	<b>-5182</b>	15075
<b>Max_M3</b>	P3-2	0.000	SLFFR-15	-18695	900	3	1678	617	<b>15075</b>
<b>Min_M2</b>	P3-2	0.000	SLFQP-03	-18977	0	-10	-24	<b>-175</b>	0

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>CITIZIA</b> S.p.A. S.R.L. SOSTENIBILITÀ AMBIENTE		REV. <b>A</b>	FOGLIO 113 di 342
	 <b>sinergo</b>				 <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	
Data <b>10/2023</b>						

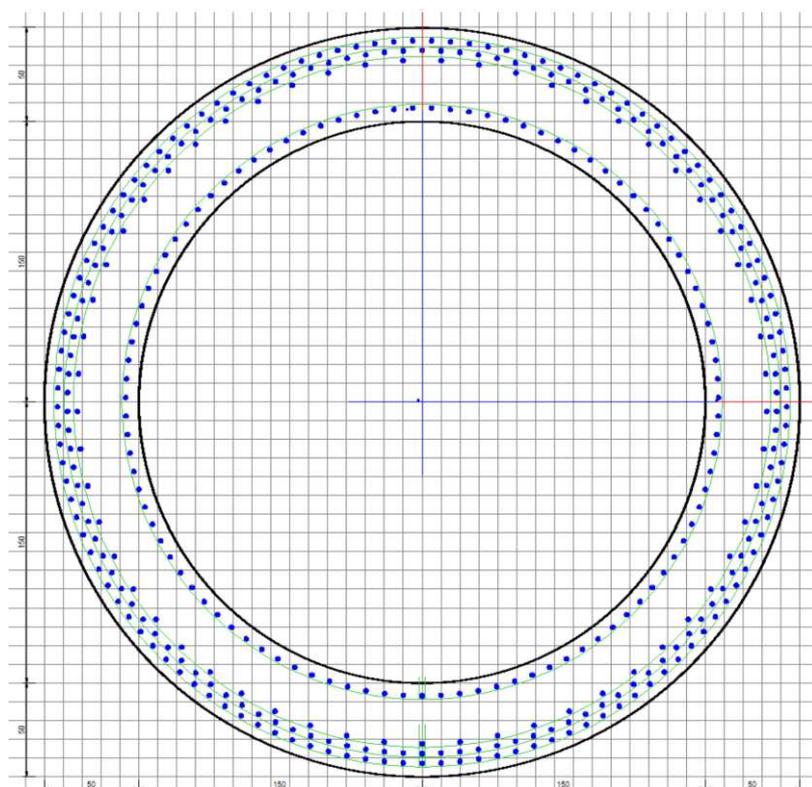
Nelle sezioni al di fuori della cerniera plastica le armature verticali presentano dei quantitativi maggiori nonostante le sollecitazioni flessionali siano minori rispetto alla sezione di base. Tali quantitativi si sono dovuti ai criteri di gerarchia delle resistenze appena descritti ( $M_{prc} \leq M_{yd}$ ).

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/20$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	114 di 342
			Data 10/2023	

Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.40 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

## CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

## DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26
4	0.0	0.0	182.6	57	26

## ARMATURE A TAGLIO

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	115 di 342
			Data 10/2023	

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 10.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	17840.00	89273.65	0.00	1623.53	0.00
2	17811.00	0.00	94475.89	0.00	4498.85
3	34956.00	-31619.00	0.00	-753.00	-1544.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	25632.00	-22135.00	0.00
2	20628.00	15075.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	21283.00	-5182.00 (7542.59)	0.00 (-247855.65)
2	18695.00	15075.00 (1760412.75)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	-18977.00	-175.00 (-244.27)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	116 di 342
			Data 10/2023	

Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	17840.00	89273.65	0.00	17840.08	101718.25	0.00	1.14	2097.2(164.9)
2	S	17811.00	0.00	94475.89	17811.00	0.00	101694.78	1.08	2097.2(164.9)
3	S	34956.00	-31619.00	0.00	34955.92	-114909.97	0.00	3.63	2097.2(164.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00157	0.0	-200.0	0.00151	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00157	200.0	200.0	0.00151	193.0	-2.5	-0.00196	-193.0	-2.5
3	0.00200	0.0	-200.0	0.00193	0.0	-193.0	-0.00188	5.0	192.9

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008973	-0.000224676	----	----
2	0.000008972	0.000000000	-0.000225084	----	----
3	0.000000000	-0.000009866	0.000026781	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	117 di 342
						Data	
							10/2023

Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vod	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1623.53	8925.58	9507.02	115.1	204.0	2.500	1.173	14.4	84.4(0.0)
2	S	4498.85	8924.19	9507.49	115.1	204.0	2.500	1.172	40.0	84.4(0.0)
3	S	753.00	9113.77	8777.08	106.2	211.7	2.500	1.250	7.2	84.4(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.18	0.0	0.0	-2.1	5.0	192.9	469	21.2
2	S	4.58	0.0	0.0	4.1	0.0	-193.0	----	----

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	0.500	26.0	61	0.00001 (0.00001)	305	0.002 (990.00)	-275191.68	0.00
2	S	-0.00012	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	-63535.02	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.21	0.0	0.0	26.0	-5.0	192.9	----	----
2	S	4.35	0.0	0.0	0.8	0.0	-193.0	0	0.0

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	7542.59	-247855.65
2	S	0.00000	0.00000	0.500	26.0	61	0.00001 (0.00001)	0	0.003 (0.30)	1760412.75	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1 S 0.00 0.0 0.0 -91.5 -5.0 192.9 54984 2097.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

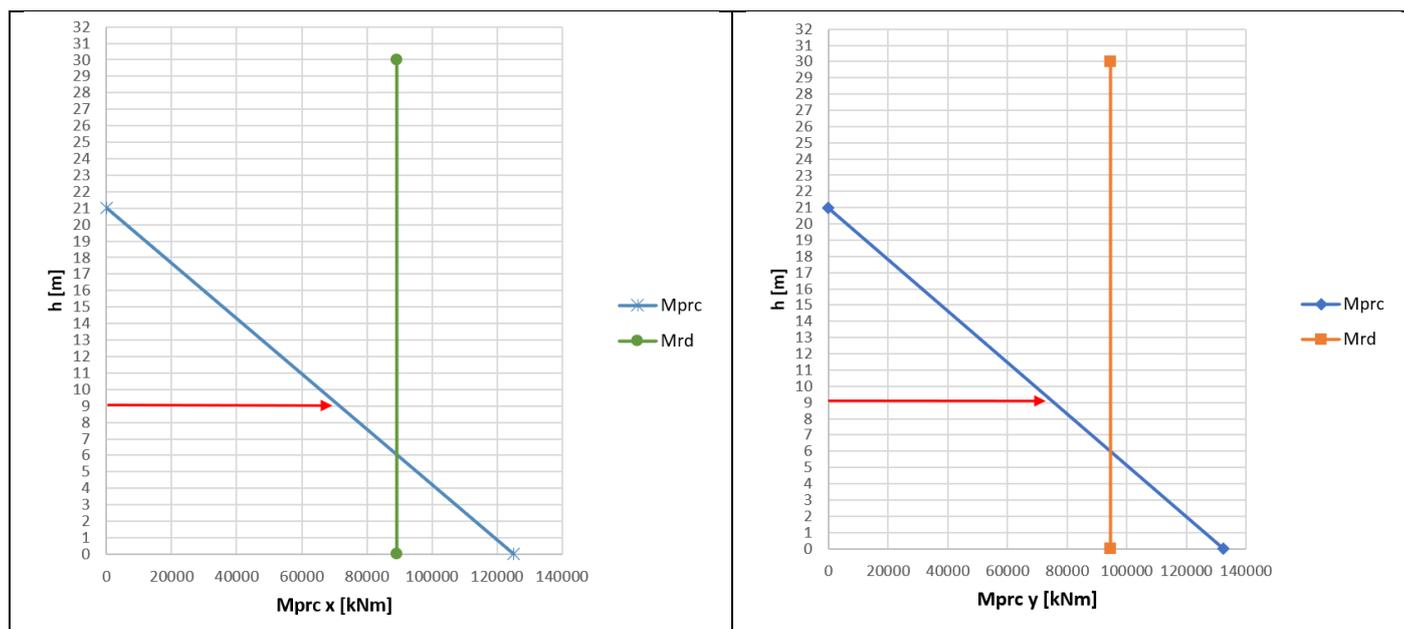
Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00046	-0.00045	0.989	26.0	61	0.00027 (0.00027)	437	0.120 (0.20)	-244.27	0.00

**11.3.3 Sezione +9 m**

Per ottimizzare l'armatura, è stata effettuata una verifica anche per la sezione posta a +9 m dalla base della pila.

Di conseguenza si prevederà meno armatura dall'altezza di 9 m in su.

Si utilizza il grafico del momento  $M_{prc}$  nelle due direzioni, ottenuto moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, e si utilizza il valore di  $M_{prc}$  in corrispondenza dell'altezza di 9m, come riportato nei grafici seguenti.



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x e y) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Secondo quanto illustrato precedentemente, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA</b> RICERCA VALUTA AMBIENTE s.r.l.	A	119 di 342
			Data 10/2023	

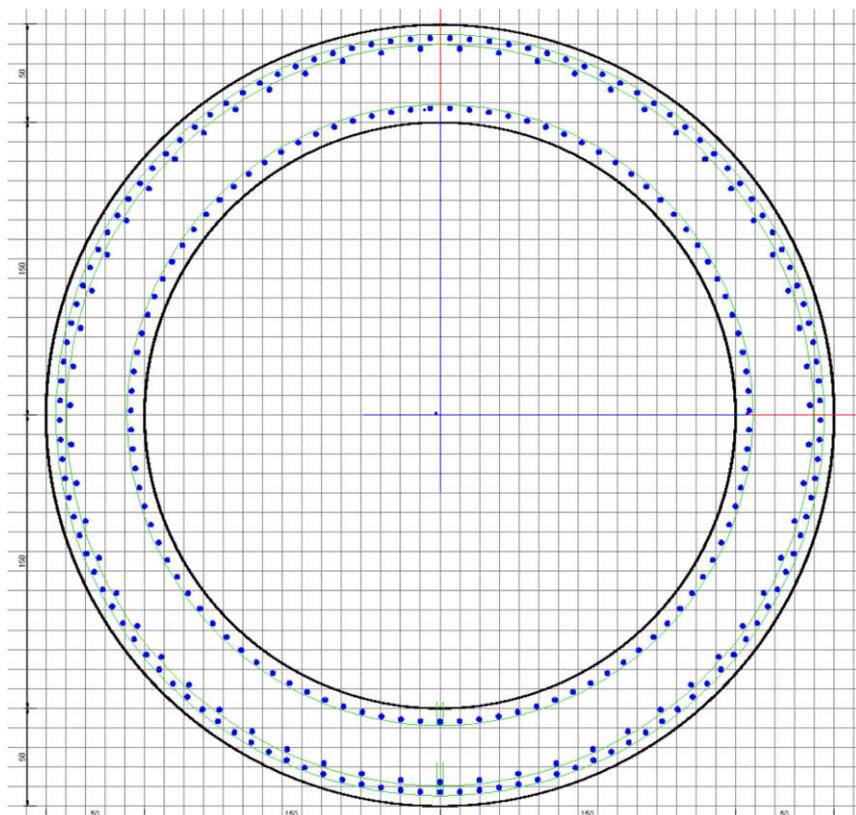
AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Max_M2	P3-2	9.000	SLUS-21	-16603	0	3400.90	3017	<b>71418.9</b>	0
Max_M3	P3-2	9.000	SLUS-07	-16575	3599.08	0	901	0	<b>75580.7</b>
Min_M2	P3-2	9.000	SLE-21	-24395	0	-479	-1140	<b>-17948</b>	0
Max_M3	P3-2	9.000	SLE-41	-19392	900	-452	1648	-6705	<b>6975</b>
Min_M2	P3-2	9.000	SLFFR-11	-20046	900	-18	-237	<b>-5141</b>	6975
Max_M3	P3-2	9.000	SLFFR-15	-17458	900	3	1678	690	<b>6975</b>
Max_M2	P3-2	9.000	SLFQP-05	-17132	0	-6	-15	<b>-44</b>	0
Min_M2	P3-2	9.000	SLFQP-03	-17740	0	-10	-24	<b>-82</b>	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/20$  esterno+  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

#### VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico  
Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro  
Normativa di riferimento: N.T.C.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 120 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertzia  
 Riferimento alla sismicit : Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
Resis. compr. di progetto fcd:		21.2	MPa
Resis. compr. ridotta fcd':		9.4	MPa
Def.unit. max resistenza ec2:		0.0020	
Def.unit. ultima ecu:		0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:		Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:		34625.5	MPa
Resis. media a trazione fctm:		3.40	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:		15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:		22.4	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:		22.4	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:		0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:		16.8	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:		0.200	mm
ACCIAIO -		Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Circolare  
 Classe Calcestruzzo: C32/40

Raggio circ.: 200.0 cm  
 X centro circ.: 0.0 cm  
 Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	121 di 342
			Data 10/2023	

N°Barre                      Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
 Ø                              Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	59	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:            12 mm  
 Passo staffe:                10.0 cm  
 Staffe:                        Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                              Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy                             Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx                             Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16603.00	71418.92	0.00	3400.90	0.00
2	16575.00	0.00	75580.71	0.00	3599.08

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                              Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	24395.00	-17948.00	0.00
2	19392.00	6975.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                              Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	20046.00	-5141.00 (7542.59)	0.00 (-247855.65)
2	17458.00	6975.00 (1760412.75)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                              Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My                             Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
                                    con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	122 di 342
			Data 10/2023	

N°Comb.	N	Mx	My
1	17132.00	-44.00 (-244.27)	0.00 (0.00)
2	17740.00	-82.00 (0.00)	0.00 (0.00)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	16603.00	71418.92	0.00	16603.04	78561.05	0.00	1.10	1481.3(164.9)
2	S	16575.00	0.00	75580.71	16574.87	0.00	78535.17	1.04	1481.3(164.9)

### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00144	0.0	-200.0	0.00138	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00144	200.0	-200.0	0.00138	193.0	-2.5	-0.00196	-193.0	-2.5

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008652	-0.000286611	----	----
2	0.000008651	0.000000000	-0.000287068	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 123 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITAMVA S.p.A. s.r.l. ENERGIA. VALUTA. AMBIENTE.	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 10/2023	

Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	3400.90	8915.86	7271.22	117.9	201.0	2.500	1.161	29.5	63.0(0.0)
2	S	3599.08	8914.68	7271.75	117.9	201.0	2.500	1.160	31.2	63.0(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.11	0.0	0.0	4.8	5.0	192.9	---	---
2	S	3.66	0.0	0.0	21.1	0.0	-193.0	---	---

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	0.000	(990.00)-275191.68	0.00
2	S	-0.00012	0.00000	---	---	---	---	---	0.000	(990.00) -63535.02	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.44	0.0	0.0	26.7	-5.0	192.9	---	---
2	S	3.41	0.0	0.0	17.4	0.0	-193.0	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE					REV. A	FOGLIO 124 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ZITAZIA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE		 sinergo		 D_VA D_VisionArchitecture	
							Data 10/2023

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.30)	7542.59	-247855.65
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.30)	1760412.75	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.23	0.0	0.0	33.2	-5.0	192.9	----	----
2	S	2.31	0.0	0.0	34.3	-5.0	192.9	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00046	-0.00045	----	----	----	----	0.000 (0.20)	-244.27	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 125 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

## 11.4 Pila 4

La pila 4 è una pila dissipativa sia in direzione longitudinale che trasversale.

### 11.4.1 Sezione di base

La zona dissipativa si estende per 3.6 m dalla base della pila.  
Si riportano le sollecitazioni agenti nella sezione di base.

AZIONE	Frame	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Max_M1	JP4	SLUS-21	1556	1933	20542	<b>37158</b>	28143	4024
Min_M1	JP4	SLUS-19	-1556	-1906	18739	<b>-37655</b>	-28143	-4024
Max_M2	JP4	SLUS-01	5153	605	20545	11189	<b>93269</b>	1220
Min_M2	JP4	SLUS-07	-5153	-578	18736	-11686	<b>-93269</b>	-1220
Max_M1	JP4	SLU-01	0	22	26813	<b>-270</b>	0	0
Min_M1	JP4	SLU-21	0	718	29951	<b>-32899</b>	0	0
Max_M1	JP4	SLE-01	0	16	19889	<b>-194</b>	0	0
Min_M1	JP4	SLE-21	0	478	21943	<b>-23012</b>	0	0
Max_M1	JP4	SLFFR-13	0	23	22214	<b>535</b>	0	0
Min_M1	JP4	SLFFR-11	0	4	19627	<b>-5385</b>	0	0
Max_M1	JP4	SLFQP-05	0	16	19890	<b>-193</b>	0	0
Min_M1	JP4	SLFQP-03	0	10	19391	<b>-304</b>	0	0

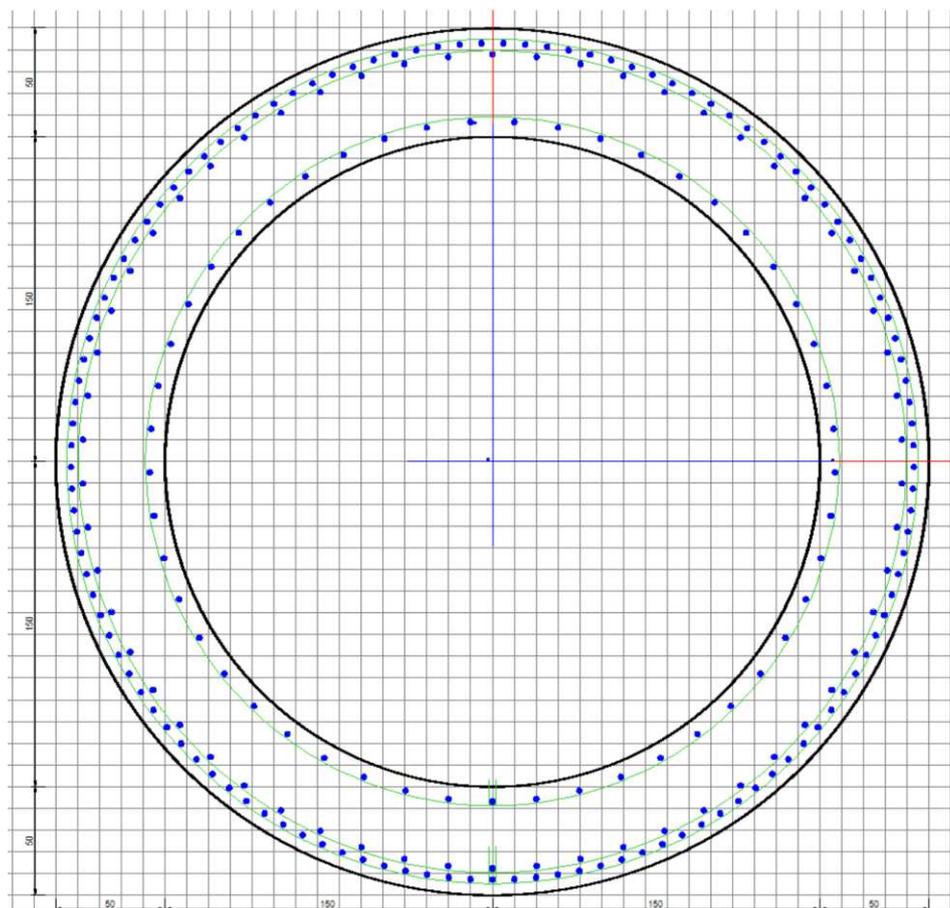
Con tali sollecitazioni si è proceduto al calcolo delle armature alla base dei fusti della pila al fine di ottenere  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ .

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/20$  esterno +  $\phi 26/20$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA DUTTILE IN C.A.

Descrizione Sezione:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	Sezione generica di Pilastro
Tipologia sezione:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Moderat. aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Comb. sismiche (CD'A')
Riferimento alla sismicità:	In zona critica
Posizione sezione nell'asta:	

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	127 di 342
			Data 10/2023	

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	1.60 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

#### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	49	26
3	0.0	0.0	187.8	58	26

### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	128 di 342
			Data 10/2023	

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	20542.00	37158.00	28143.00	1933.00	1556.00
2	20545.00	11189.00	93269.00	605.00	5153.00
3	26813.00	-270.00	0.00	22.00	0.00
4	29951.00	-32899.00	0.00	718.00	0.00
5	21760.00	11651.00	28340.00	642.00	1567.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	19889.00	-194.00	0.00
2	21943.00	-23012.00	0.00

### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	20254.00	-4733.00 (7542.59)	0.00 (-247855.65)
2	22214.00	535.00 (1760412.75)	0.00 (0.00)
3	19627.00	-5385.00 (0.00)	0.00 (0.00)

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	19890.00	-193.00 (-244.27)	0.00 (0.00)
2	19391.00	-304.00 (0.00)	0.00 (0.00)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	129 di 342
			Data 10/2023	

Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	20542.00	37158.00	28143.00	20542.06	79858.18	60482.90	2.15	1210.5(549.8)
2	S	20545.00	11189.00	93269.00	20544.73	11925.88	99469.27	1.07	1210.5(549.8)
3	S	26813.00	-270.00	0.00	26812.88	-106042.38	0.00	392.75	1210.5(549.8)
4	S	29951.00	-32899.00	0.00	29951.14	-108734.30	0.00	3.31	1210.5(549.8)
5	S	21760.00	11651.00	28340.00	21759.76	38550.33	93745.86	3.31	1210.5(549.8)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	120.8	-200.0	0.00328	116.7	153.8	-0.00878	-112.6	-156.7
2	0.00350	198.6	-200.0	0.00328	191.0	27.5	-0.00878	-191.7	-22.5
3	0.00350	0.0	-200.0	0.00330	0.0	-193.0	-0.00771	5.0	192.9
4	0.00350	0.0	-200.0	0.00331	0.0	-193.0	-0.00724	5.0	192.9
5	0.00350	185.0	76.0	0.00328	177.6	75.6	-0.00856	-179.5	-71.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000018870	0.000024914	-0.002750766	----	----
2	0.000031021	0.000003721	-0.002748731	----	----
3	0.000000000	-0.000028520	-0.002204056	----	----
4	0.000000000	-0.000027330	-0.001966094	----	----
5	0.000028378	0.000011667	-0.002636530	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 12.5 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di  $V_x$  e  $V_y$  sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 130 di 342
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
			Data 10/2023	

La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	2480.37	8561.29	8312.62	141.8   134.8	163.5	2.500	1.199	18.8	63.0(0.0)
2	S	5188.38	8560.83	8311.83	141.8   134.8	163.5	2.500	1.199	39.3	63.0(0.0)
3	S	22.00	9243.75	8206.91	140.1   133.1	171.4	2.500	1.250	0.2	63.0(0.0)
4	S	718.00	9494.08	8130.00	138.8   131.8	177.7	2.500	1.250	5.6	63.0(0.0)
5	S	1693.41	8737.32	8303.99	141.7   134.7	165.4	2.500	1.211	12.9	63.0(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.75	0.0	0.0	40.3	-5.0	192.9	---	---
2	S	7.03	0.0	0.0	-15.3	5.0	192.9	2173	100.9

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	-275191.68	0.00
2	S	-0.00009	0.00000	0.500	26.0	57	0.00005 (0.00005)	289	0.013 (990.00)	-75896.75	0.00	

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.58	0.0	0.0	29.8	5.0	192.9	---	---
2	S	3.13	0.0	0.0	44.2	0.0	-193.0	---	---
3	S	3.61	0.0	0.0	26.9	-5.0	192.9	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO	
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI		A	131 di 342		
					Data			
							10/2023	

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	7542.59	-247855.65
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	1760412.75	0.00
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.75	0.0	0.0	40.3	-5.0	192.9	---	---
2	S	2.70	0.0	0.0	39.0	-5.0	192.9	---	---

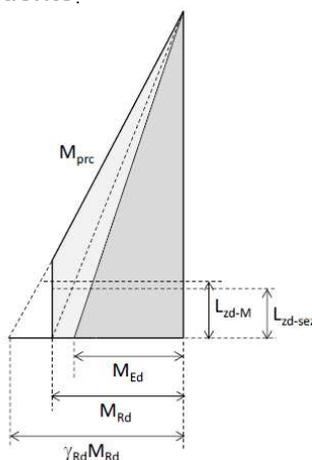
#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00046	-0.00045	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-244.27	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

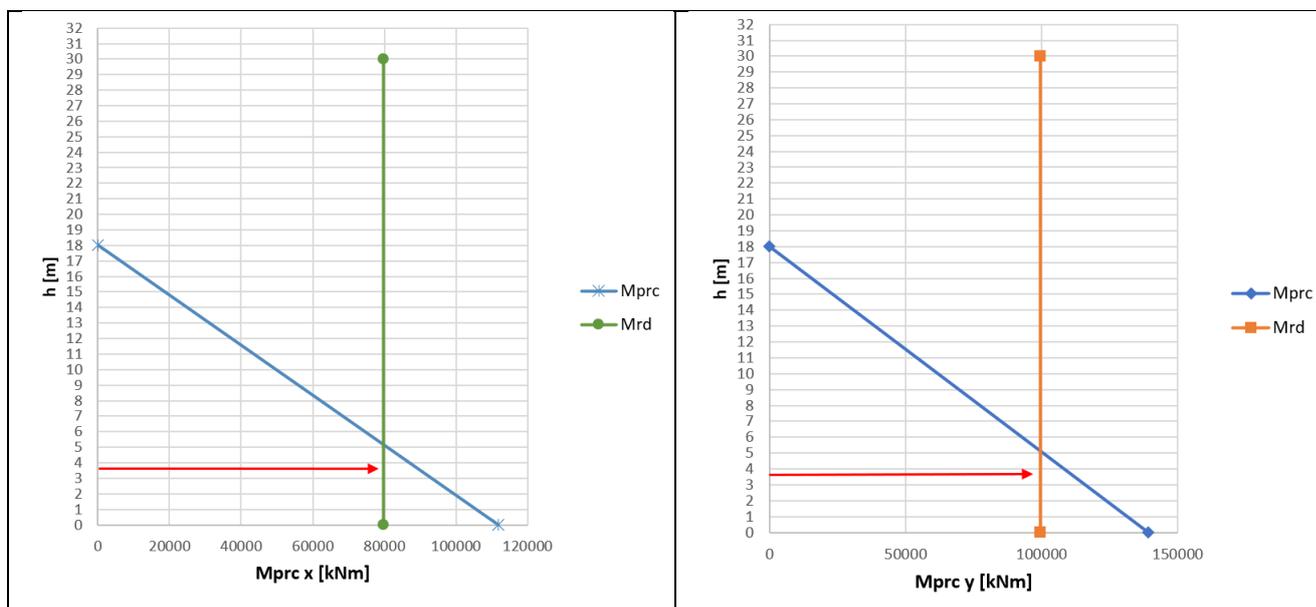
#### 11.4.2 Sezione zona non dissipativa

Per le azioni sismiche, sono stati applicati i criteri della gerarchia delle resistenze, definendo l'armatura della sezione di base secondo la seguente procedura:

- Si sono presi in considerazione i momenti  $M_{Rd}$  nelle due direzioni calcolati nella sezione di base della pila;
- Successivamente si è calcolato il momento  $M_{prc}$  nelle due direzioni moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, come mostrato nella figura seguente.



Si riporta di seguito il calcolo del momento  $M_{prc}$  eseguito sulla pila più sollecitata P03 in direzione x e y. Come si nota tale momento risulta limitato nelle sezioni di cerniera plastica ad un valore pari a  $M_{Rd}$ .



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x e y) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente. Per le verifiche di resistenza a taglio, come già descritto precedentemente, le NTC18 prevedono ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, che la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

dove  $L_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>Max_M2</b>	P4-2	0.000	SLUS-21	-17486	0	4436.56	4024	<b>79858.2</b>	0
<b>Max_M3</b>	P4-2	0.000	SLUS-07	-17482	5526.1	0	1220	0	<b>99469.3</b>
<b>Min_M2</b>	P4-2	0.000	SLU-21	-34391	0	-743	0	<b>-30006</b>	0
<b>Max_M2</b>	P4-2	0.000	SLE-01	-18135	0	-10	0	<b>-153</b>	0
<b>Min_M2</b>	P4-2	0.000	SLE-21	-25288	0	-498	0	<b>-21079</b>	0
<b>Max_M2</b>	P4-2	0.000	SLFFR-13	-18372	0	-4	0	<b>583</b>	0
<b>Min_M2</b>	P4-2	0.000	SLFFR-11	-20957	0	-23	0	<b>-5332</b>	0
<b>Max_M2</b>	P4-2	0.000	SLFQP-05	-18136	0	-10	0	<b>-152</b>	0
<b>Min_M2</b>	P4-2	0.000	SLFQP-03	-18633	0	-17	0	<b>-238</b>	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>sinergo</b>	A	133 di 342
			Data 10/2023	

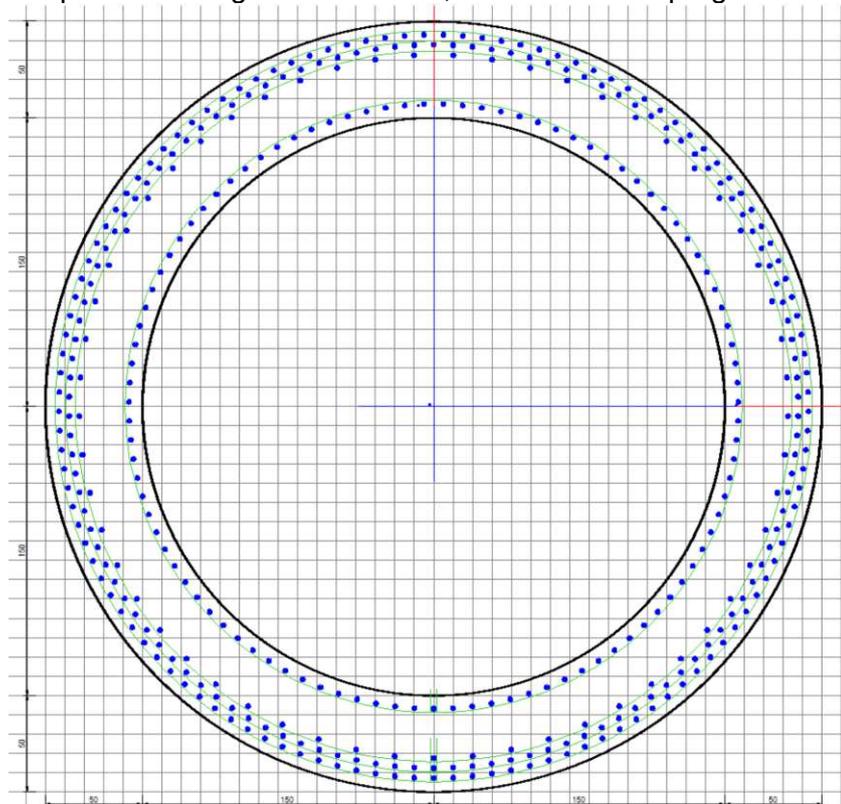
Nelle sezioni al di fuori della cerniera plastica le armature verticali presentano dei quantitativi maggiori nonostante le sollecitazioni flessionali siano minori rispetto alla sezione di base. Tali quantitativi si sono dovuti ai criteri di gerarchia delle resistenze appena descritti ( $M_{prc} \leq M_{yd}$ ).

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/20$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	134 di 342
			Data 10/2023	

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.40	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26
4	0.0	0.0	182.6	57	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
------------------	-------

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	135 di 342
			Data 10/2023	

Passo staffe: 10.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	17486.00	79858.18	0.00	4436.57	0.00
2	17482.00	0.00	99469.27	0.00	5526.07
3	34391.00	-30006.00	0.00	-743.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	18135.00	-153.00	0.00
2	25288.00	-21079.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	20957.00	-5332.00 (7542.59)	0.00 (-247855.65)
2	18372.00	583.00 (1760412.75)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	18633.00	-238.00 (-244.27)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITAMVA s.r.l. INGEGNERIA, VALUTAZIONE AMBIENTALE	A	136 di 342
			Data 10/2023	

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	17486.00	79858.18	0.00	17485.91	101361.44	0.00	1.27	2097.2(164.9)
2	S	17482.00	0.00	99469.27	17482.10	0.00	101363.39	1.02	2097.2(164.9)
3	S	34391.00	-30006.00	0.00	34391.00	-115222.83	0.00	3.84	2097.2(164.9)

### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00156	0.0	-200.0	0.00150	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00156	200.0	200.0	0.00150	193.0	-2.5	-0.00196	-193.0	-2.5
3	0.00200	0.0	-200.0	0.00193	0.0	-193.0	-0.00190	5.0	192.9

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008949	-0.000229346	----	----
2	0.000008949	0.000000000	-0.000229420	----	----
3	0.000000000	-0.000009921	0.000015857	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	137 di 342
			Data 10/2023	

Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	4436.57	8908.44	9522.20	115.3	203.9	2.500	1.169	39.3	84.4(0.0)
2	S	5526.07	8908.26	9521.58	115.3	203.9	2.500	1.169	49.0	84.4(0.0)
3	S	743.00	9131.86	8804.47	106.6	211.5	2.500	1.250	7.1	84.4(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.12	0.0	0.0	31.1	-5.0	192.9	---	---
2	S	5.99	0.0	0.0	-0.4	5.0	192.9	301	10.6

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	-275191.68	0.00
2	S	-0.00001	0.00000	0.500	26.0	61	0.00000 (0.00000)	333	0.000 (990.00)	-481265.26	0.00	

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.20	0.0	0.0	25.2	-5.0	192.9	---	---
2	S	2.21	0.0	0.0	30.7	0.0	-193.0	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	7542.59	-247855.65
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	1760412.75	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE						REV.	FOGLIO
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI				A	138 di 342	
						Data			
								10/2023	

1 S 2.19 0.0 0.0 31.8 -5.0 192.9 --- ---

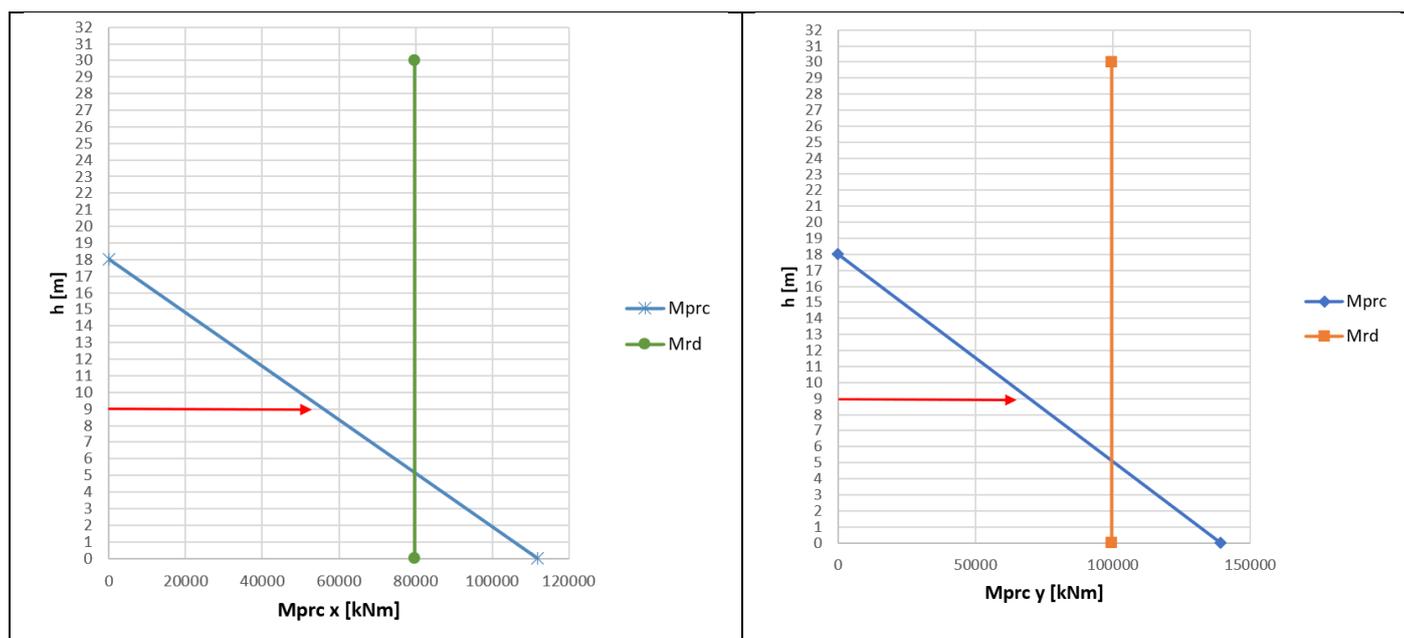
#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00046	-0.00045	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-244.27	0.00

#### 11.4.3 Sezione +9 m

Per ottimizzare l'armatura, è stata effettuata una verifica anche per la sezione posta a +9 m dalla base della pila. Di conseguenza si prevederà meno armatura dall'altezza di 9 m in su.

Si utilizza il grafico del momento  $M_{prc}$  nelle due direzioni, ottenuto moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, e si utilizza il valore di  $M_{prc}$  in corrispondenza dell'altezza di 9m, come riportato nei grafici seguenti.



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x e y) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Secondo quanto illustrato precedentemente, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA</b> INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
			A	139 di 342
			Data 10/2023	

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

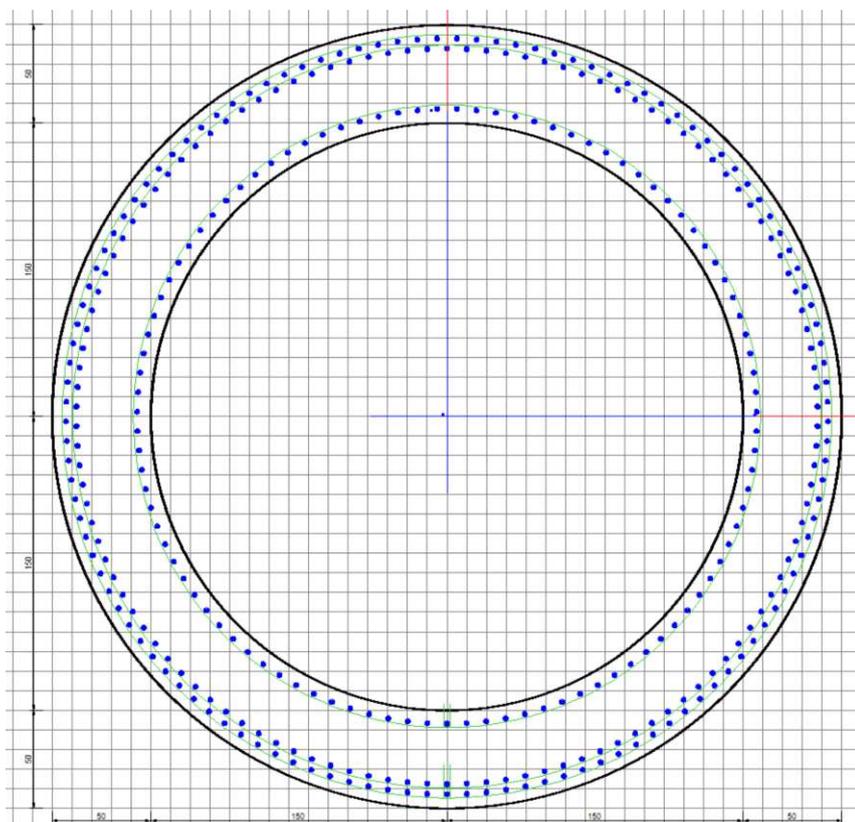
AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
<b>Max_M2</b>	P4-2	9.000	SLUS-21	-16235	0	3105.59	4024	<b>55900.7</b>	0
<b>Max_M3</b>	P4-2	9.000	SLUS-07	-16231	3868.24	0	1220	0	<b>69628.4</b>
<b>Min_M2</b>	P4-2	9.000	SLU-21	-32703	0	-705	0	<b>-23669</b>	0
<b>Max_M2</b>	P4-2	9.000	SLE-01	-16830	0	-10	0	<b>-55</b>	0
<b>Min_M2</b>	P4-2	9.000	SLE-21	-24037	0	-473	0	<b>-16844</b>	0
<b>Max_M2</b>	P4-2	9.000	SLFFR-13	-17066	0	-4	0	<b>698</b>	0
<b>Min_M2</b>	P4-2	9.000	SLFFR-11	-19706	0	-23	0	<b>-5211</b>	0
<b>Max_M2</b>	P4-2	9.000	SLFQP-05	-16831	0	-10	0	<b>-55</b>	0
<b>Min_M2</b>	P4-2	9.000	SLFQP-03	-17382	0	-17	0	<b>-87</b>	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x $\phi$ 26/10 esterno +  $\phi$ 26/10 interno
- Staffe  $\phi$ 12/10

#### VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	140 di 342
			Data 10/2023	

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.40	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.4	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.8	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	141 di 342
			Data 10/2023	

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16235.00	55900.73	0.00	3105.60	0.00
2	16231.00	0.00	69628.49	0.00	3868.25
3	32703.00	-23669.00	0.00	-705.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	16830.00	-55.00	0.00
2	24037.00	-16844.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	17066.00	698.00 (7542.59)	0.00 (-247855.65)
2	19706.00	-5211.00 (1760412.75)	0.00 (0.00)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	142 di 342
			Data 10/2023	

### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	16831.00	-55.00 (-244.27)	0.00 (0.00)
2	17382.00	-87.00 (0.00)	0.00 (0.00)

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	16235.00	55900.73	0.00	16235.11	89611.74	0.00	1.60	1794.5(164.9)
2	S	16231.00	0.00	69628.49	16230.79	0.00	89612.16	1.29	1794.5(164.9)
3	S	32703.00	-23669.00	0.00	32703.01	-105693.73	0.00	4.47	1794.5(164.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00148	0.0	-200.0	0.00142	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00148	200.0	-200.0	0.00142	193.0	-2.5	-0.00196	-193.0	-2.5
3	0.00199	0.0	-200.0	0.00192	0.0	-193.0	-0.00196	5.0	192.9

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITAMVA s.r.l. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	A	143 di 342
			Data 10/2023	

1	0.000000000	0.000008755	-0.000266710	----	----
2	0.000008756	0.000000000	-0.000266797	----	----
3	0.000000000	-0.000010048	-0.000017806	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
 La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	3105.60	8889.70	7201.76125.9	116.8	203.0	2.500	1.157	27.2	63.0(0.0)
2	S	3868.25	8889.54	7201.33125.9	116.8	203.0	2.500	1.157	33.9	63.0(0.0)
3	S	705.00	9186.48	6634.73125.5	107.6	210.7	2.500	1.250	6.7	63.0(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.06	0.0	0.0	30.7	-5.0	192.9	----	----
2	S	5.52	0.0	0.0	6.6	5.0	192.9	----	----

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	144 di 342
			Data 10/2023	

1	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)-275191.68	0.00
2	S	-0.00001	0.00000	---	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)-481265.26	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.19	0.0	0.0	29.7	0.0	-193.0	---	---
2	S	3.21	0.0	0.0	24.5	-5.0	192.9	---	---

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	7542.59	-247855.65
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	1760412.75	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.06	0.0	0.0	30.7	-5.0	192.9	---	---
2	S	2.14	0.0	0.0	31.6	-5.0	192.9	---	---

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00046	-0.00045	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	-244.27	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 145 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

## 11.5 Pila 5

La pila 5 è una pila dissipativa in direzione trasversale.

### 11.5.1 Sezione di base

La zona dissipativa si estende per 3 m dalla base della pila.

Si riportano le sollecitazioni agenti.

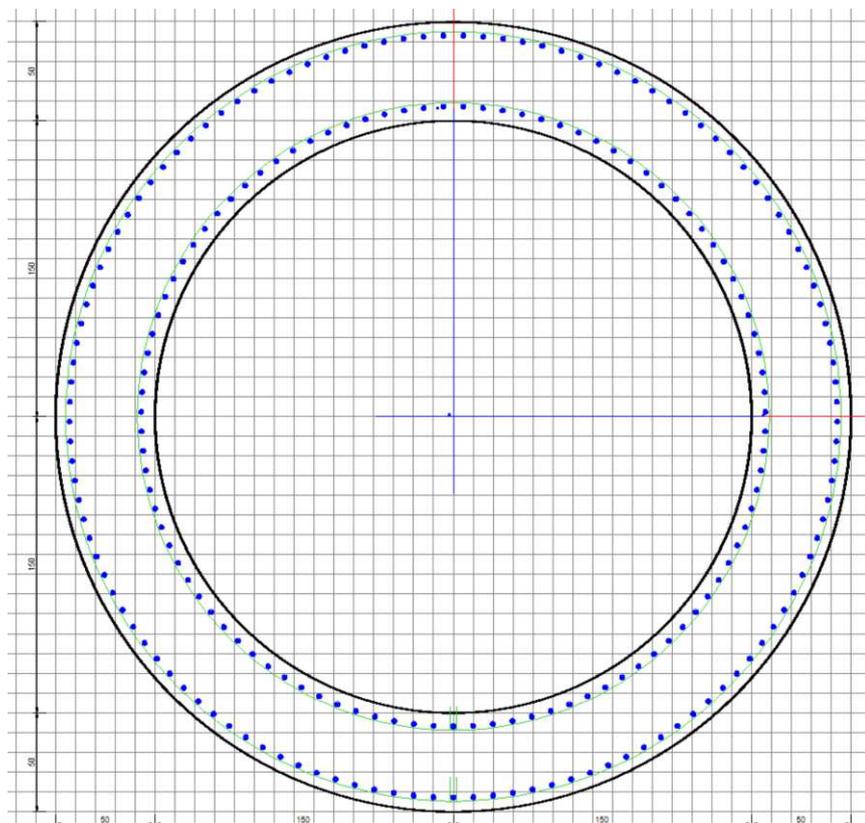
AZIONE	Frame	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
<b>Max_M1</b>	JP5	SLUS-21	133	2083	20529	<b>37300</b>	1633	0
<b>Min_M1</b>	JP5	SLUS-19	-133	-2070	18814	<b>-37471</b>	-1633	0
<b>Max_M2</b>	JP5	SLUS-07	443	648	20569	11394	<b>5443</b>	0
<b>Min_M2</b>	JP5	SLUS-01	-443	-636	18774	-11565	<b>-5443</b>	0
<b>Max_M1</b>	JP5	SLU-01	0	13	26838	<b>-48</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP5	SLU-21	0	704	30194	<b>-30906</b>	0	0
<b>Max_M1</b>	JP5	SLE-01	0	10	19907	<b>-29</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP5	SLE-21	0	468	22118	<b>-21673</b>	0	0
<b>Max_M1</b>	JP5	SLFFR-13	0	14	22189	<b>723</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP5	SLFFR-11	0	-2	19675	<b>-5233</b>	0	0
<b>Max_M1</b>	JP5	SLFQP-05	0	10	19906	<b>-22</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP5	SLFQP-03	0	3	19437	<b>-150</b>	0	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA DUTTILE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. sismiche (CD'A')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	147 di 342
			Data 10/2023	

CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15	
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	1.60	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	10.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 148 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	30194.00	-30906.00	0.00	704.00	0.00
2	20529.00	37300.00	1633.00	2083.00	133.00
3	20569.00	11394.00	5443.00	648.00	443.00
4	18814.00	-37471.00	-1633.00	-2070.00	-133.00
5	21568.00	11897.00	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	22118.00	-21673.00	0.00
2	19907.00	-29.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	22189.00	723.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	19675.00	-5233.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19906.00	-22.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	19437.00	-150.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 149 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	30194.00	-30906.00	0.00	30193.80	-104934.20	0.00	3.40	1168.0(549.8)
2	S	20529.00	37300.00	1633.00	20529.02	96090.00	4206.79	2.58	1168.0(549.8)
3	S	20569.00	11394.00	5443.00	20568.72	86827.68	41472.82	7.62	1168.0(549.8)
4	S	18814.00	-37471.00	-1633.00	18813.82	-94389.68	-4111.23	2.52	1168.0(549.8)
5	S	21568.00	11897.00	0.00	21568.12	97193.09	0.00	8.17	1168.0(549.8)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	-200.0	0.00331	0.0	-193.0	-0.00717	5.0	192.9
2	0.00350	8.7	-200.0	0.00328	5.0	192.9	-0.00873	-10.0	-192.7
3	0.00350	86.2	180.5	0.00328	82.4	174.5	-0.00872	-86.9	-172.3
4	0.00350	-8.7	-199.8	0.00328	-10.0	-192.7	-0.00905	5.0	192.9
5	0.00350	0.0	200.0	0.00328	5.0	192.9	-0.00854	0.0	-193.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000027164	-0.001932839	----	----
2	0.000001361	0.000031078	-0.002721553	----	----
3	0.000013402	0.000028054	-0.002718182	----	----
4	-0.000001390	-0.000031899	-0.002885761	----	----
5	0.000000000	0.000030630	-0.002625960	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 12.5 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallele. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	A	150 di 342
			Data 10/2023	

A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	
1	S	704.00	9480.10	5281.34	138.6	131.6	177.8	2.500	1.250	5.5	41.0(0.0)
2	S	2086.82	8550.90	5403.56	141.6	134.6	163.5	2.500	1.199	15.8	41.0(0.0)
3	S	775.66	8552.56	5403.01	141.6	134.6	163.5	2.500	1.199	5.9	41.0(0.0)
4	S	2073.83	8221.61	5389.26	141.3	134.3	159.8	2.500	1.182	15.8	41.0(0.0)
5	S	0.00	12644.49	2160.97	141.6	134.6	165.4	1.000	1.209	0.0	41.0(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.92	0.0	0.0	-11.4	5.0	192.9	1600	63.7
2	S	2.75	0.0	0.0	41.1	-5.0	192.9	----	----

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	0.500	26.0	57	0.00003 (0.00003)	305	0.010 (990.00)	-87716.12	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.19	0.0	0.0	44.1	0.0	-193.0	----	----
2	S	3.64	0.0	0.0	27.4	5.0	192.9	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO	
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	151 di 342	
						Data		
							10/2023	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.75	0.0	0.0	41.1	-5.0	192.9	---	---
2	S	2.71	0.0	0.0	39.8	-5.0	192.9	---	---

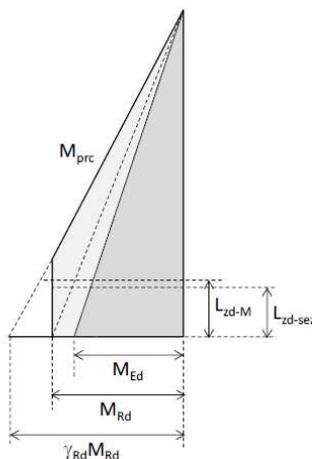
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

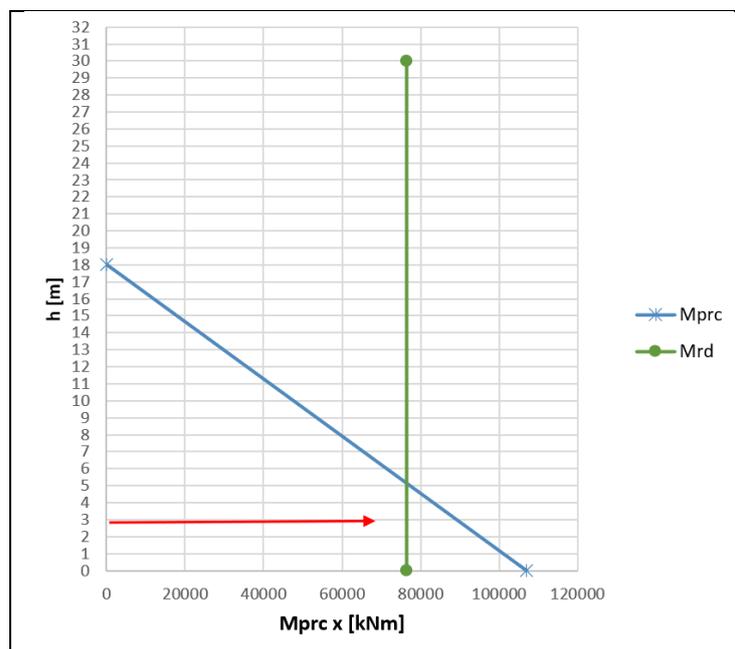
**11.5.2 Sezione zona non dissipativa**

Per le azioni sismiche, sono stati applicati i criteri della gerarchia delle resistenze, definendo l'armatura della sezione di base secondo la seguente procedura:

- Si è preso in considerazione il momento  $M_{Rd}$  nella direzione interessata calcolata nella sezione di base della pila;
- Successivamente si è calcolato il momento  $M_{prc}$  moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, come mostrato nella figura seguente.



Si riporta di seguito il calcolo del momento  $M_{prc}$  eseguito sulla pila più sollecitata P05 in direzione x . Come si nota tale momento risulta limitato nelle sezioni di cerniera plastica ad un valore pari a  $M_{Rd}$ .



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Per le verifiche di resistenza a taglio, come già descritto precedentemente, le NTC18 prevedono ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, che la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

dove  $L_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>Max_M2</b>	P5-2	0.000	SLUS-21	-17715	0	7196.5	0	<b>96090</b>	0
<b>Max_M2</b>	P5-2	0.000	SLE-01	-18337	0	-2	0	<b>-21</b>	0
<b>Min_M2</b>	P5-2	0.000	SLE-21	-25483	0	-484	0	<b>-20006</b>	0
<b>Max_M2</b>	P5-2	0.000	SLFFR-13	-18574	0	3	0	<b>734</b>	0
<b>Min_M2</b>	P5-2	0.000	SLFFR-11	-21092	0	-15	0	<b>-5201</b>	0
<b>Max_M2</b>	P5-2	0.000	SLFQP-05	-18336	0	-2	0	<b>-16</b>	0
<b>Min_M2</b>	P5-2	0.000	SLFQP-03	-18808	0	-10	0	<b>-114</b>	0

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>ZITAZIA</b> s.r.l. INGENGERIA VALUTA AMBIENTE		REV. <b>A</b>	FOGLIO 153 di 342
	 <b>sinergo</b>				 <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	
Data <b>10/2023</b>						

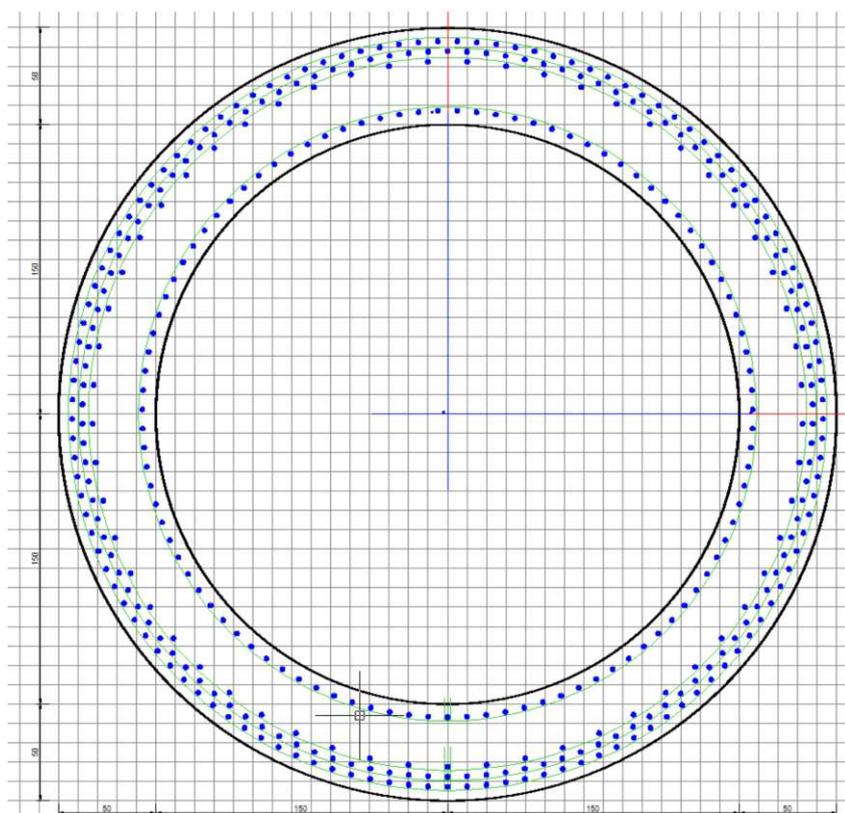
Nelle sezioni al di fuori della cerniera plastica le armature verticali presentano dei quantitativi maggiori nonostante le sollecitazioni flessionali siano minori rispetto alla sezione di base. Tali quantitativi si sono dovuti ai criteri di gerarchia delle resistenze appena descritti ( $M_{prc} \leq M_{yd}$ ).

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/20$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	154 di 342
			Data 10/2023	

Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	1.60 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

## CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

## DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26
4	0.0	0.0	182.6	57	26

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	155 di 342
			Data 10/2023	

## ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
 Passo staffe: 10.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

## CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	17715.00	96090.00	0.00	7196.50	0.00

## COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	18337.00	-21.00	0.00
2	25483.00	-20006.00	0.00

## COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	18574.00	734.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	21092.00	-5201.00 (0.00)	0.00 (0.00)

## COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	18336.00	-16.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	18808.00	-114.00 (0.00)	0.00 (0.00)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo  D_VA D_VisionArchitecture	A	156 di 342
			Data 10/2023	

Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm  
Coprifero netto minimo staffe: 4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata								
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)								
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)								
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia								
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia								
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000								
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]								

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	17715.00	96090.00	0.00	17715.03	101610.03	0.00	1.06	2097.2(164.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione								
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione								
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)								
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)								
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)								
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)								

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00130	0.0	-200.0	0.00124	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008288	-0.000356858	---	---

#### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata	
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro	
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]	
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]	
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).	
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.	
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione	
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]	
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.	

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE					REV.	FOGLIO
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	157 di 342	
						Data		
							10/2023	

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	7196.50	9102.99	10047.96	128.6   121.6	197.1	2.500	1.171	60.5	84.4(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.12	0.0	0.0	31.8	-5.0	192.9	----	----
2	S	5.85	0.0	0.0	2.2	5.0	192.9	----	----

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
sr max	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	-87716.12	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.26	0.0	0.0	30.7	0.0	-193.0	----	----
2	S	3.20	0.0	0.0	25.7	-5.0	192.9	----	----

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.12	0.0	0.0	31.8	-5.0	192.9	----	----
2	S	2.19	0.0	0.0	32.4	-5.0	192.9	----	----

### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO	
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	158 di 342	
						Data		
							10/2023	

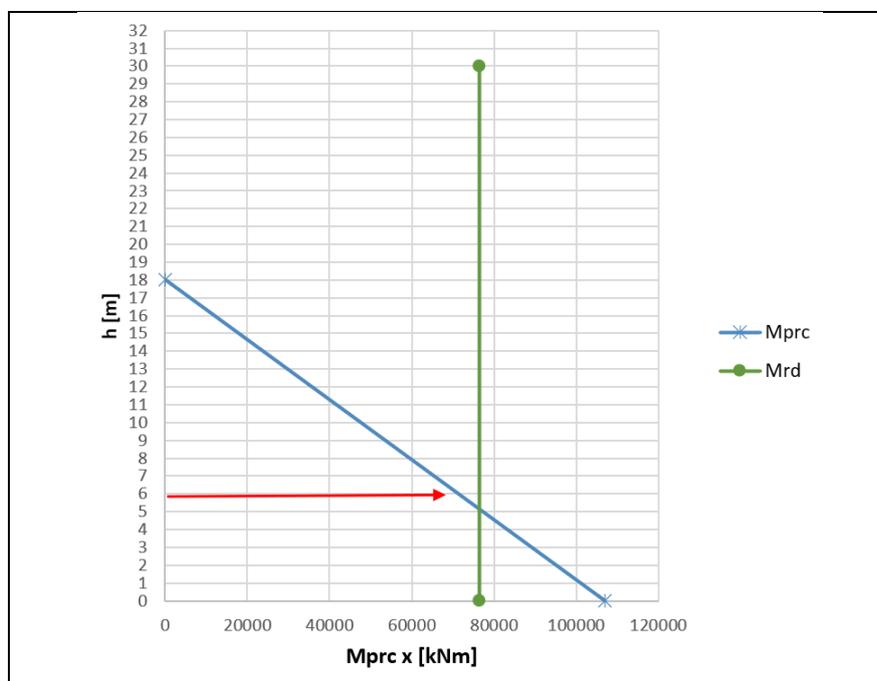
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

### 11.5.3 Sezione +6 m

Per ottimizzare l'armatura, è stata effettuata una verifica anche per la sezione posta a +6 m dalla base della pila.

Di conseguenza si prevederà meno armatura dall'altezza di 6 m in su.

Si utilizza il grafico del momento  $M_{prc}$  nella direzione x, ottenuto moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, e si utilizza il valore di  $M_{prc}$  in corrispondenza dell'altezza di 6 m, come riportato nei grafici seguenti.



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Secondo quanto illustrato precedentemente, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

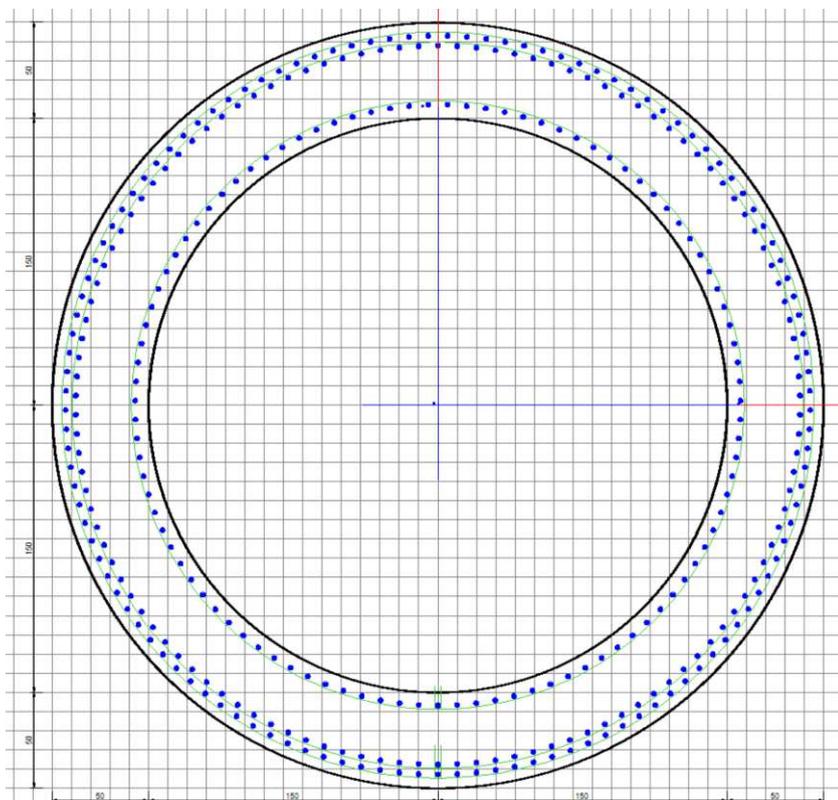
AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>Max_M2</b>	P5-2	6.000	SLUS-21	-16863	0	4756.39	0	<b>71345.89</b>	<b>0</b>
<b>Max_M2</b>	P5-2	6.000	SLE-01	-17375	0	-2	0	<b>-5</b>	0
<b>Min_M2</b>	P5-2	6.000	SLE-21	-24631	0	-468	0	<b>-17133</b>	0
<b>Max_M2</b>	P5-2	6.000	SLFFR-13	-17612	0	3	0	<b>759</b>	0
<b>Min_M2</b>	P5-2	6.000	SLFFR-11	-20240	0	-15	0	<b>-5144</b>	0
<b>Max_M2</b>	P5-2	6.000	SLFQP-05	-17374	0	-2	0	<b>-3</b>	0
<b>Min_M2</b>	P5-2	6.000	SLFQP-03	-17956	0	-10	0	<b>-49</b>	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

#### VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	160 di 342
			Data 10/2023	

#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15	
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	1.60	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.: 200.0 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	161 di 342
			Data 10/2023	

X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	16863.00	71345.89	0.00	4756.39	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	17375.00	-5.00	0.00
2	24631.00	-17133.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 162 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

N°Comb.	N	Mx	My
1	17612.00	759.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	20240.00	-5144.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	17374.00	-3.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	17956.00	-49.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	16863.00	71345.89	0.00	16862.90	90178.13	0.00	1.26	1794.5(164.9)

#### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00125	0.0	-200.0	0.00119	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	A	163 di 342
			Data 10/2023	

1 0.000000000 0.000008149 -0.000383812 --- ---

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	4756.39	9037.15	7596.48	130.2   123.2	194.6	2.500	1.163	39.5	63.0(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.12	0.0	0.0	31.8	-5.0	192.9	----	----
2	S	5.64	0.0	0.0	7.0	5.0	192.9	----	----

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	-87716.12	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	164 di 342
			Data 10/2023	

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.27	0.0	0.0	30.6	0.0	-193.0	----	----
2	S	3.26	0.0	0.0	25.6	-5.0	192.9	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.12	0.0	0.0	31.8	-5.0	192.9	----	----
2	S	2.20	0.0	0.0	32.8	-5.0	192.9	----	----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 165 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023		

## 11.6 Pila 6

La pila 6 è una pila dissipativa in direzione trasversale.

### 11.6.1 Sezione di base

La zona dissipativa si estende per 2.2 m dalla base della pila.

Si riportano le sollecitazioni agenti.

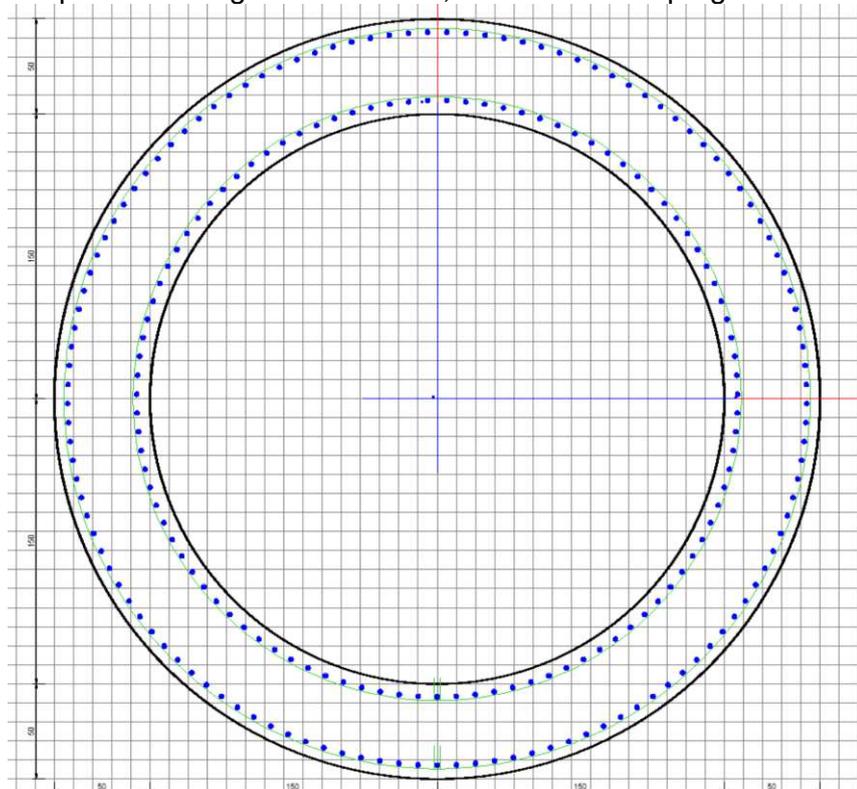
AZIONE	Frame	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
<b>Max_M1</b>	JP6	SLUS-19	128	1552	16857	<b>22446</b>	1123	0
<b>Min_M1</b>	JP6	SLUS-21	-128	-1698	15414	<b>-20799</b>	-1123	0
<b>Max_M2</b>	JP6	SLUS-01	428	439	16880	7549	<b>3744</b>	0
<b>Min_M2</b>	JP6	SLUS-07	-428	-585	15391	-5902	<b>-3744</b>	0
<b>Max_M1</b>	JP6	SLU-01	0	-94	22027	<b>1169</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP6	SLU-23	0	471	24609	<b>-23332</b>	0	0
<b>Max_M1</b>	JP6	SLE-01	0	-69	16337	<b>869</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP6	SLE-23	0	305	18012	<b>-16425</b>	0	0
<b>Max_M1</b>	JP6	SLFFR-11	0	-67	18452	<b>1703</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP6	SLFFR-13	0	-79	16041	<b>-3953</b>	0	0
<b>Max_M1</b>	JP6	SLFQP-03	0	-73	16337	<b>912</b>	0	0
<b>Min_M1</b>	JP6	SLFQP-05	0	-73	15935	<b>735</b>	0	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 12/10$

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA DUTTILE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. sismiche (CD'A')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 167 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15	
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	1.60	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	10.0	cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale	

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	168 di 342
			Data 10/2023	

My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	22027.00	1169.00	0.00	0.00	0.00
2	24609.00	-23332.00	0.00	0.00	0.00
3	16857.00	22446.00	1123.00	1552.00	128.00
4	16880.00	7549.00	3744.00	439.00	428.00
5	15414.00	-20799.00	-1123.00	-1698.00	-128.00
6	17751.00	8054.00	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	16337.00	869.00	0.00
2	18012.00	-16425.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	18452.00	1703.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	16041.00	-3953.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	16337.00	912.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	15935.00	735.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.5 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 169 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	22027.00	1169.00	0.00	22027.02	97632.30	0.00	83.52	1168.0(549.8)
2	S	24609.00	-23332.00	0.00	24608.91	-100051.15	0.00	4.29	1168.0(549.8)
3	S	16857.00	22446.00	1123.00	16856.93	92365.83	4627.45	4.12	1168.0(549.8)
4	S	16880.00	7549.00	3744.00	16879.85	82875.28	41095.69	10.98	1168.0(549.8)
5	S	15414.00	-20799.00	-1123.00	15414.14	-90835.48	-4908.38	4.37	1168.0(549.8)
6	S	17751.00	8054.00	0.00	17750.79	93402.59	0.00	11.60	1168.0(549.8)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	200.0	0.00329	-5.0	192.9	-0.00846	0.0	-193.0
2	0.00350	0.0	200.0	0.00329	0.0	-193.0	-0.00802	5.0	192.9
3	0.00350	10.0	199.8	0.00327	5.0	192.9	-0.00944	-10.0	-192.7
4	0.00350	88.9	179.2	0.00327	82.4	174.5	-0.00943	-86.9	-172.3
5	0.00350	-10.8	-199.7	0.00326	-10.0	-192.7	-0.00973	15.0	192.4
6	0.00350	0.0	200.0	0.00327	5.0	192.9	-0.00925	0.0	-193.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000030425	-0.002584973	----	----
2	0.000000000	-0.000029313	-0.002362588	----	----
3	0.000001645	0.000032874	-0.003082985	----	----
4	0.000014619	0.000029477	-0.003080614	----	----
5	-0.000001816	-0.000033630	-0.003235730	----	----
6	0.000000000	0.000032455	-0.002991038	----	----

#### VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Diam. Staffe: 12 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 12.5 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  sinergo	A	170 di 342
			Data 10/2023	

E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	
1	S	0.00	12670.66	2157.44	141.4	134.4	165.4	1.000	1.213	0.0	41.0(0.0)
2	S	0.00	13185.48	2148.29	140.8	133.8	169.3	1.000	1.238	0.0	41.0(0.0)
3	S	1556.46	8014.75	5396.73	141.5	134.5	158.1	2.500	1.163	11.8	41.0(0.0)
4	S	583.45	8015.59	5396.09	141.5	134.5	158.1	2.500	1.163	4.4	41.0(0.0)
5	S	1702.43	7688.97	5353.59	140.4	133.4	154.7	2.500	1.149	13.0	41.0(0.0)
6	S	0.00	11863.78	2163.67	141.8	134.8	159.8	1.000	1.172	0.0	41.0(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.41	0.0	0.0	31.6	0.0	-193.0	---	---
2	S	5.39	0.0	0.0	-5.1	5.0	192.9	729	31.9

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess		
1	S	-0.00007	0.00000	---	---	---	---	---	0.000	(990.00)	-87716.12	0.00	
2	S	-0.00003	0.00000	0.500	26.0	57	0.00002	(0.00002)	295	0.005	(990.00)	-124768.08	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.85	0.0	0.0	33.8	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.91	0.0	0.0	23.1	-5.0	192.9	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	171 di 342
					Data		
							10/2023

1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.41	0.0	0.0	31.5	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.33	0.0	0.0	31.1	0.0	-193.0	---	---

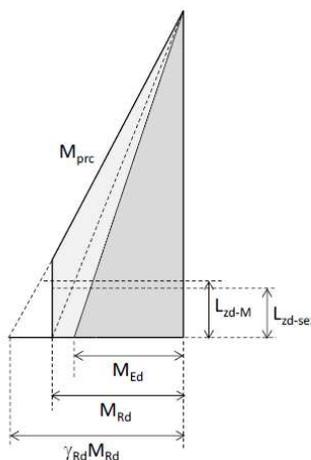
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

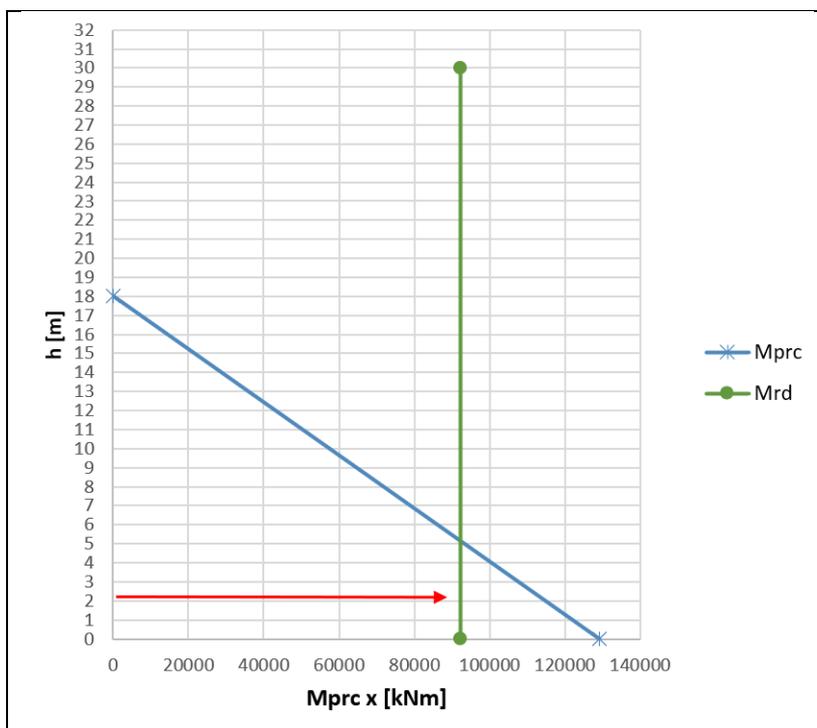
**11.6.2 Sezione zona non dissipativa**

Per le azioni sismiche, sono stati applicati i criteri della gerarchia delle resistenze, definendo l'armatura della sezione di base secondo la seguente procedura:

- Si è preso in considerazione il momento  $M_{Rd}$  nella direzione interessata calcolata nella sezione di base della pila;
- Successivamente si è calcolato il momento  $M_{prc}$  moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, come mostrato nella figura seguente.



Si riporta di seguito il calcolo del momento  $M_{prc}$  eseguito sulla pila più sollecitata P06 in direzione x . Come si nota tale momento risulta limitato nelle sezioni di cerniera plastica ad un valore pari a  $M_{Rd}$ .



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente. Per le verifiche di resistenza a taglio, come già descritto precedentemente, le NTC18 prevedono ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, che la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

dove  $L_p$  è la distanza tra le due sezioni di estremità della pila (nel caso di pila incastrata solamente alla base è la distanza tra la sezione di incastro e la sezione di momento nullo) e  $\gamma_{Bd}$  è calcolato sulla base del rapporto tra il taglio derivante dall'analisi  $V_E$  e il taglio  $V_{prc}$  mediante la formula seguente:

$$1,00 \leq \gamma_{Bd} = 2,25 - q \cdot (V_E / V_{prc}) \leq 1,25$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>Max_M2</b>	P6-1	2.000	SLUS-19	-15114	0	10496.12	0	<b>92365.83</b>	0
<b>Max_M2</b>	P6-1	2.000	SLE-01	-15635	0	77	0	<b>702</b>	0
<b>Min_M2</b>	P6-1	2.000	SLE-23	-21996	0	-326	0	<b>-15737</b>	0
<b>Max_M2</b>	P6-1	2.000	SLFFR-11	-15741	0	86	0	<b>1530</b>	0
<b>Min_M2</b>	P6-1	2.000	SLFFR-13	-18049	0	59	0	<b>-4146</b>	0
<b>Max_M2</b>	P6-1	2.000	SLFQP-03	-15635	0	81	0	<b>737</b>	0
<b>Min_M2</b>	P6-1	2.000	SLFQP-05	-15933	0	65	0	<b>543</b>	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>ETA</b> ETA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

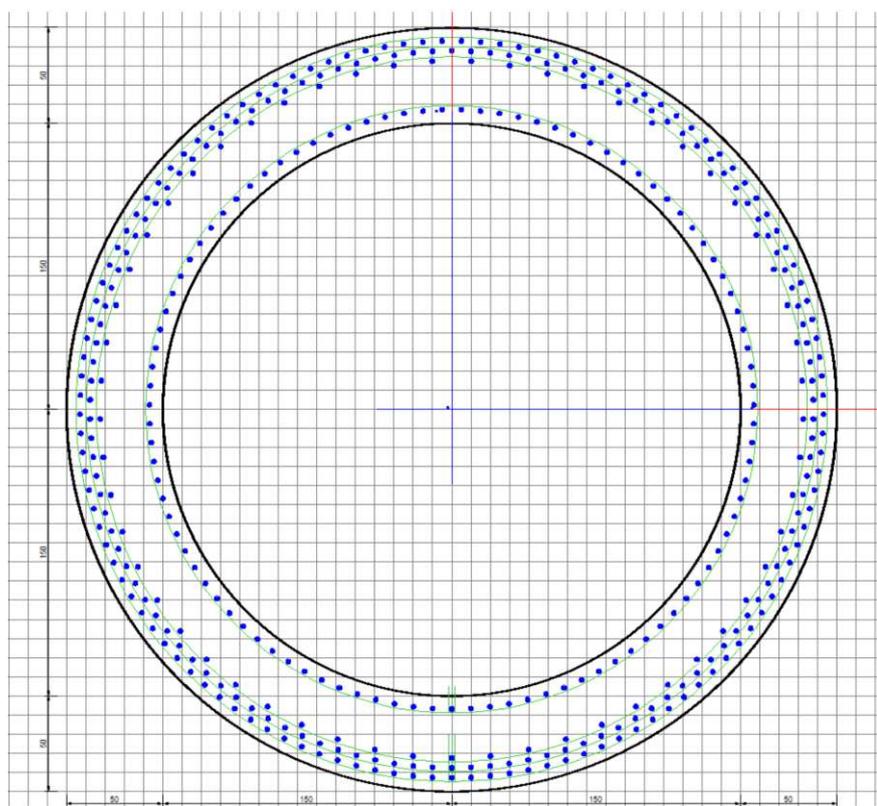
Nelle sezioni al di fuori della cerniera plastica le armature verticali presentano dei quantitativi maggiori nonostante le sollecitazioni flessionali siano minori rispetto alla sezione di base. Tali quantitativi si sono dovuti ai criteri di gerarchia delle resistenze appena descritti ( $M_{prc} \leq M_{yd}$ ).

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x $\phi$ 26/10 esterno +  $\phi$ 26/20 esterno +  $\phi$ 26/10 interno
- Staffe  $\phi$ 14/10

## VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>CITIZIA</b> S.p.A. S.R.L. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	 <b>sinergo</b>	A
			Data 10/2023	

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15	
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	1.60	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	200.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26
4	0.0	0.0	182.6	57	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	14 mm
------------------	-------

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 175 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Passo staffe: 10.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	15114.00	92365.83	0.00	10496.12	0.00
2	29927.00	-22277.00	0.00	-498.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	15635.00	702.00	0.00
2	21996.00	-15737.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	15741.00	1530.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	18049.00	-4146.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	15635.00	737.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	15933.00	543.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.6 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.3 cm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VA D_VisionArchitecture	A	176 di 342
			Data 10/2023	

## VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	15114.00	92365.83	0.00	15113.82	98984.87	0.00	1.07	2097.2(164.9)
2	S	29927.00	-22277.00	0.00	29926.81	-113455.73	0.00	5.09	2097.2(164.9)

## METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00126	0.0	200.0	0.00120	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0
2	0.00151	0.0	200.0	0.00145	0.0	-193.0	-0.00196	5.0	192.9

## POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008174	-0.000378935	----	----
2	0.000000000	-0.000008828	-0.000253334	----	----

## VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	14 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE					REV.	FOGLIO
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	177 di 342	
						Data		
							10/2023	

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	10496.12	10496.12	10851.22	129.7	122.7	196.5	1.967	1.146	111.2 114.9(0.0)
2	S	498.00	9638.65	13071.17	126.3	116.3	204.6	2.500	1.250	4.4 114.9(0.0)

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.91	0.0	0.0	25.7	0.0	-193.0	----	----
2	S	4.83	0.0	0.0	5.1	5.0	192.9	----	----

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	-87716.12	0.00
2	S	-0.00003	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (990.00)	-124768.08	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.04	0.0	0.0	24.1	0.0	-193.0	----	----
2	S	2.69	0.0	0.0	22.6	5.0	192.9	----	----

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.92	0.0	0.0	25.6	0.0	-193.0	----	----
2	S	1.92	0.0	0.0	26.5	0.0	-193.0	----	----

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

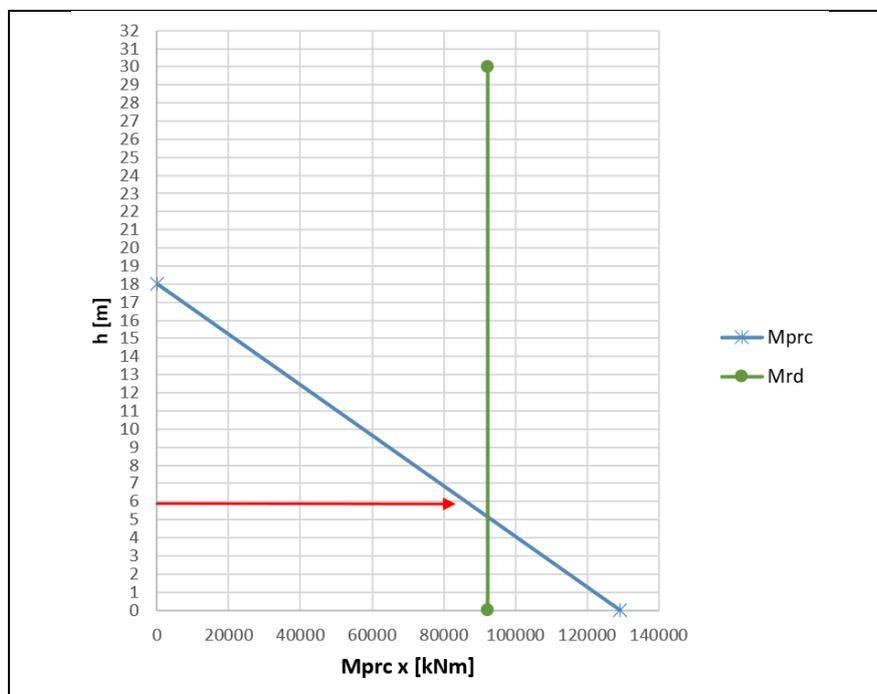
CODIFICA DOCUMENTO		PROGETTAZIONE				REV.	FOGLIO	
P 01-VI 03-STR-RE 02		MANDATARIA	MANDANTI			A	178 di 342	
						Data		
							10/2023	

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

### 11.6.3 Sezione +6 m

Per ottimizzare l'armatura, è stata effettuata una verifica anche per la sezione posta a +6 m dalla base della pila. Di conseguenza si prevederà meno armatura dall'altezza di 6 m in su.

Si utilizza il grafico del momento  $M_{prc}$  nella direzione x, ottenuto moltiplicando il rispettivo momento resistente  $M_{Rd}$  per il  $\gamma_{Rd}$  e limitandolo comunque ad un valore non superiore ad  $M_{Rd}$  nelle sezioni di base, e si utilizza il valore di  $M_{prc}$  in corrispondenza dell'altezza di 6 m, come riportato nei grafici seguenti.



Ottenuto il momento  $M_{prc}$  (lungo x) si sono effettuate le verifiche nelle sezioni al di fuori della zona dissipativa al fine di ottenere che  $M_{prc} \leq M_{yd}$  momento di prima plasticizzazione della sezione resistente.

Secondo quanto illustrato precedentemente, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, la domanda a taglio  $V_{Ed}$  si ottiene imponendo l'equilibrio tra le capacità a flessione delle sezioni di estremità della pila  $M_{s,prc}$  e  $M_{i,prc}$  e il taglio  $V_{prc}$  applicato nelle stesse sezioni, secondo le espressioni:

$$V_{Ed} = \gamma_{Bd} \cdot V_{prc}$$

$$V_{prc} = (M_{s,prc} + M_{i,prc}) / L_p$$

Si riportano le sollecitazioni utilizzate per la verifica della sezione di stacco tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.

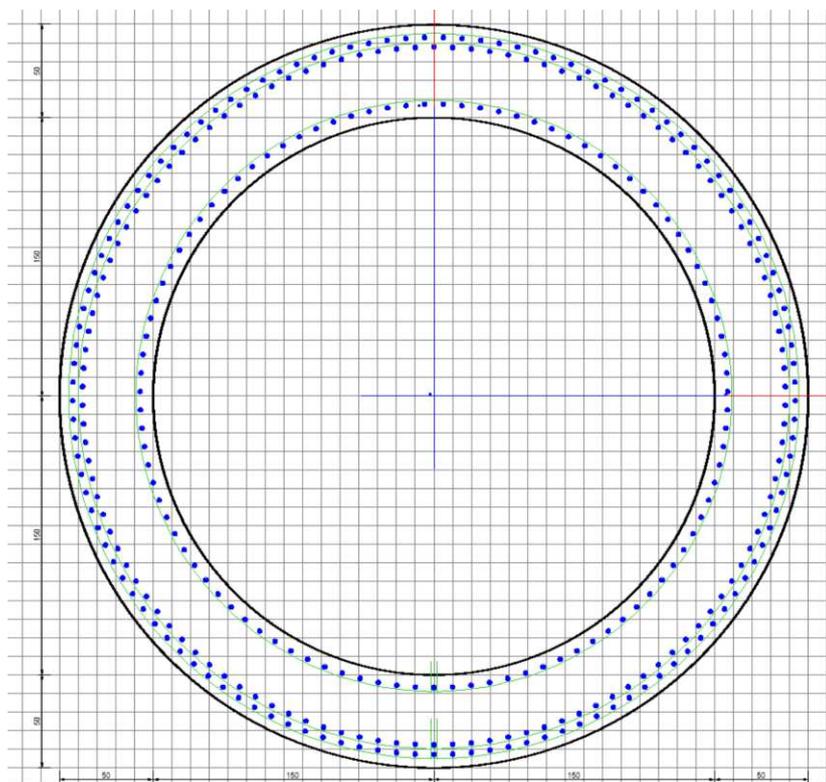
AZIONE	Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>Max_M2</b>	P6-1	6.000	SLUS-19	- 14573	0	9796.38	0	<b>86208.11</b>	0
<b>Max_M2</b>	P6-1	6.000	SLE-01	- 15094	0	77	0	<b>398</b>	0
<b>Min_M2</b>	P6-1	6.000	SLE-23	- 21455	0	-317	0	<b>-14513</b>	0
<b>Max_M2</b>	P6-1	6.000	SLFFR-11	- 15199	0	86	0	<b>1215</b>	0
<b>Min_M2</b>	P6-1	6.000	SLFFR-13	- 17562	0	59	0	<b>-4377</b>	0
<b>Max_M2</b>	P6-1	6.000	SLFQP-03	- 15093	0	81	0	<b>418</b>	0
<b>Min_M2</b>	P6-1	6.000	SLFQP-05	- 15446	0	65	0	<b>311</b>	0

L'armatura prevista nella pila è pari a:

- Armatura longitudinale 2x  $\phi 26/10$  esterno +  $\phi 26/10$  interno
- Staffe  $\phi 16/10$

#### VERIFICHE DI STATO LIMITE ULTIMO A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

Si riportano di seguito le verifiche, effettuate con il programma RC-SEC.



#### DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Resistenze in campo sostanzialmente elastico

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 180 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro  
 Normativa di riferimento: N.T.C.  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante  
 Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
CALCESTRUZZO -	Classe:	C12/15	
	Resis. compr. di progetto fcd:	7.1	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	27266.6	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	1.60	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	7.5	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	7.5	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	5.6	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINI CALCESTRUZZO

##### DOMINIO N° 1

Forma del Dominio: Circolare  
 Classe Calcestruzzo: C32/40

Raggio circ.: 200.0 cm  
 X centro circ.: 0.0 cm  
 Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	181 di 342
			Data 10/2023	

Xcentro                      Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro                      Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio                        Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre                      Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø                                Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	193.0	121	26
2	0.0	0.0	157.0	99	26
3	0.0	0.0	187.8	118	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:            16    mm  
Passo staffe:                10.0    cm  
Staffe:                        Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy                              Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx                              Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	14573.00	86208.11	0.00	9796.38	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	15094.00	398.00	0.00
2	21455.00	-14513.00	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	15199.00	1215.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	17562.00	-4377.00 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N                                Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My                              Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	182 di 342
			Data 10/2023	

N°Comb.	N	Mx	My
1	15093.00	418.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	15446.00	311.00 (0.00)	0.00 (0.00)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.1 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	14573.00	86208.11	0.00	14572.94	87807.78	0.00	1.02	1794.5(164.9)

### METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00120	0.0	200.0	0.00115	5.0	192.9	-0.00196	0.0	-193.0

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000008042	-0.000404355	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	16 mm
Passo staffe:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm]

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 183 di 342
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ZITAZIA s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
				Data 10/2023	

La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
 Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
 Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
 ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	9796.38	9796.38	11873.25131.2	124.2	194.1	2.180	1.141	92.5	112.1(0.0)

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.90	0.0	0.0	26.8	0.0	-193.0	---	---
2	S	4.85	0.0	0.0	7.0	5.0	192.9	---	---

### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica  
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max\*(e\_sm - e\_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	-87716.12	0.00
2	S	-0.00003	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	-124768.08	0.00

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.04	0.0	0.0	25.1	0.0	-193.0	---	---
2	S	2.82	0.0	0.0	22.4	5.0	192.9	---	---

### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 184 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture		Data 10/2023	

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.91	0.0	0.0	26.7	0.0	-193.0	----	----
2	S	1.93	0.0	0.0	27.6	0.0	-193.0	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    DivisionArchitecture	A	185 di 342
			Data 10/2023	

## 11.7 Riepilogo armature

Si riporta di seguito il riepilogo delle armature di ogni pila, diviso per zone e l'incidenza dell'acciaio in kg/m<sup>3</sup>.

RIEPILOGO ARMATURE		
Zona Pile	Armatura longitudinale	Staffe
Pila 1 zona dissipativa (da 0m a 4.8m)	φ26/15 esterno + φ26/15 interno	φ12/10
Pila 1 zona non dissipativa (da 4.8m a 9m)	2x φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 1 zona non dissipativa (da 9m a 21m)	2x φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 2 zona dissipativa (da 0m a 4.8m)	φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 2 zona non dissipativa (da 4.8m a 9m)	2x φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 2 zona non dissipativa (da 9m a 21m)	2x φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 3 zona dissipativa (da 0m a 4.2m)	φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 3 zona non dissipativa (da 4.2m a 9m)	2x φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 3 zona non dissipativa (da 9m a 18m)	φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 4 zona dissipativa (da 0m a 3.6m)	φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/20 interno	φ12/10
Pila 4 zona non dissipativa (da 3.6m a 9m)	2x φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 4 zona non dissipativa (da 9m a 15m)	2x φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 5 zona dissipativa (da 0m a 3m)	φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 5 zona non dissipativa (da 3m a 6m)	2x φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 5 zona non dissipativa (da 6m a 12m)	2x φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 6 zona dissipativa (da 0m a 2.2m)	φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ12/10
Pila 6 zona non dissipativa (da 2.2m a 6m)	2x φ26/10 esterno + φ26/20 esterno + φ26/10 interno	φ14/10
Pila 6 zona non dissipativa (da 6m a 8m)	2x φ26/10 esterno + φ26/10 interno	φ16/10

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>CITIZIA</b> <small>INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE</small>		REV. <b>A</b>	FOGLIO 186 di 342
	 <b>sinergo</b>				 <b>D_VA</b> <small>DVisionArchitecture</small>	
Data <b>10/2023</b>						

INCIDENZA [kg/m <sup>3</sup> ]		
<b>PILA 1</b>	262.74002	270
<b>PILA 2</b>	262.74002	270
<b>PILA 3</b>	250.24441	250
<b>PILA 4</b>	274.13165	280
<b>PILA 5</b>	285.34623	280
<b>PILA 6</b>	331.08299	335

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA S.p.A.</b> INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

## 12 VERIFICHE DEI PLINTI DELLE PILE

Nel presente capitolo vengono riportati i dimensionamenti strutturali dei plinti delle pile, in particolare:

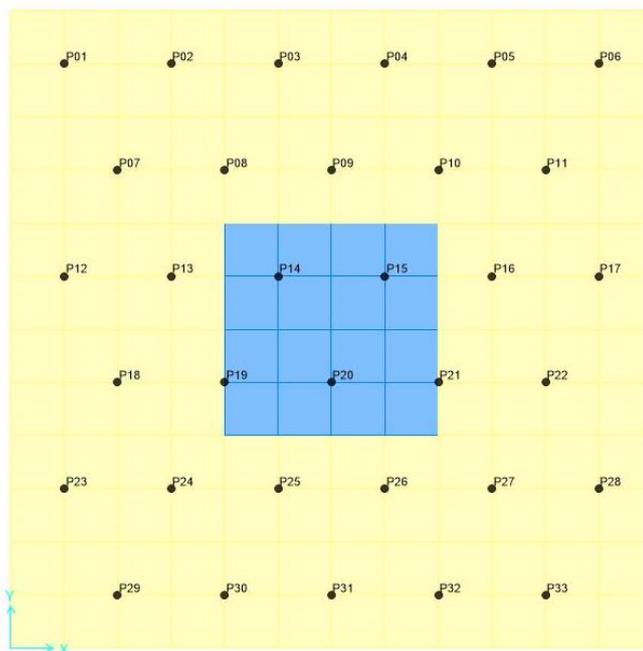
- Pila P1: platea di fondazione di dimensioni 9.60x9.60x3.00m fondata su n.33 micropali;
- Pile P2 e P3: platea di fondazione di dimensioni 13.20x9.60x3.00m fondata su n.12 pali di grande diametro (D=1200mm).
- Pila P4: platea di fondazione di dimensioni 13.20x15.00x3.00m fondata su n.18 pali di grande diametro (D=1200mm).
- Pile P5 e P6: platea di fondazione di dimensioni 9.60x9.60x3.00m fondata su n.9 pali di grande diametro (D=1200mm).

### 12.1 Plinto pila P1

Il plinto presenta dimensioni quadrate in pianta con lato 9.60m e spessore pari a 3.00m.

#### 12.1.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo viene realizzato col software ad elementi finiti SAP2000 con elementi bidimensionali tipo 'Shell Thick', vincolato con incastri nei nodi in ombra al fusto di elevazione (shell di colore blu) e caricato con le reazioni dei micropali di fondazione (Joint da P01 a P33). Di seguito viene riportata la vista in pianta del modello di calcolo.



#### 12.1.2 Analisi dei carichi

I carichi agenti sul modello sono:

- Peso proprio della platea di fondazione (**PP**), automaticamente conteggiato dal programma di calcolo considerando un peso specifico del cls pari a 25.00 kN/mc.
- Reazioni dei micropali di fondazione, distinte per tipologia di combinazione (SLU-Statico, SLE-Caratteristico, SLE-Frequente, SLE-Quasi-Permanente), i cui valori risultanti vengono riepilogati nelle tabelle sottostanti. Si precisa che vengono considerate le combinazioni che massimizzano le forze assiali sui micropali.

Il peso del terreno che grava direttamente sulla platea di fondazione viene trascurato, a favore di sicurezza.

COMBINAZIONE TIPO SLU							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
1	-4.00	4.00	5.66	518	0	31	31
2	-2.40	4.00	4.66	520	0	31	31
3	-0.80	4.00	4.08	522	0	31	31
4	0.80	4.00	4.08	524	0	31	31
5	2.40	4.00	4.66	527	0	31	31
6	4.00	4.00	5.66	529	0	31	31
7	-3.20	2.40	4.00	737	0	31	31
8	-1.60	2.40	2.88	740	0	31	31
9	0.00	2.40	2.40	742	0	31	31
10	1.60	2.40	2.88	744	0	31	31
11	3.20	2.40	4.00	746	0	31	31
12	-4.00	0.80	4.08	955	0	31	31
13	-2.40	0.80	2.53	957	0	31	31
14	-0.80	0.80	1.13	959	0	31	31
15	0.80	0.80	1.13	962	0	31	31
16	2.40	0.80	2.53	964	0	31	31
17	4.00	0.80	4.08	966	0	31	31
18	-3.20	-0.80	3.30	1175	0	31	31
19	-1.60	-0.80	1.79	1177	0	31	31
20	0.00	-0.80	0.80	1179	0	31	31
21	1.60	-0.80	1.79	1181	0	31	31
22	3.20	-0.80	3.30	1184	0	31	31
23	-4.00	-2.40	4.66	1392	0	31	31
24	-2.40	-2.40	3.39	1394	0	31	31
25	-0.80	-2.40	2.53	1397	0	31	31
26	0.80	-2.40	2.53	1399	0	31	31
27	2.40	-2.40	3.39	1401	0	31	31
28	4.00	-2.40	4.66	1403	0	31	31
29	-3.20	-4.00	5.12	1612	0	31	31
30	-1.60	-4.00	4.31	1614	0	31	31
31	0.00	-4.00	4.00	1616	0	31	31
32	1.60	-4.00	4.31	1619	0	31	31
33	3.20	-4.00	5.12	1621	0	31	31

COMBINAZIONE TIPO SLE							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
1	-4.00	4.00	5.66	520	0	20	20
2	-2.40	4.00	4.66	520	0	20	20
3	-0.80	4.00	4.08	520	0	20	20

COMBINAZIONE TIPO SLE							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
4	0.80	4.00	4.08	520	0	20	20
5	2.40	4.00	4.66	520	0	20	20
6	4.00	4.00	5.66	520	0	20	20
7	-3.20	2.40	4.00	665	0	20	20
8	-1.60	2.40	2.88	665	0	20	20
9	0.00	2.40	2.40	665	0	20	20
10	1.60	2.40	2.88	665	0	20	20
11	3.20	2.40	4.00	665	0	20	20
12	-4.00	0.80	4.08	810	0	20	20
13	-2.40	0.80	2.53	810	0	20	20
14	-0.80	0.80	1.13	810	0	20	20
15	0.80	0.80	1.13	810	0	20	20
16	2.40	0.80	2.53	810	0	20	20
17	4.00	0.80	4.08	810	0	20	20
18	-3.20	-0.80	3.30	955	0	20	20
19	-1.60	-0.80	1.79	955	0	20	20
20	0.00	-0.80	0.80	955	0	20	20
21	1.60	-0.80	1.79	955	0	20	20
22	3.20	-0.80	3.30	955	0	20	20
23	-4.00	-2.40	4.66	1099	0	20	20
24	-2.40	-2.40	3.39	1099	0	20	20
25	-0.80	-2.40	2.53	1099	0	20	20
26	0.80	-2.40	2.53	1099	0	20	20
27	2.40	-2.40	3.39	1099	0	20	20
28	4.00	-2.40	4.66	1099	0	20	20
29	-3.20	-4.00	5.12	1244	0	20	20
30	-1.60	-4.00	4.31	1244	0	20	20
31	0.00	-4.00	4.00	1244	0	20	20
32	1.60	-4.00	4.31	1244	0	20	20
33	3.20	-4.00	5.12	1244	0	20	20

COMBINAZIONE TIPO SLE-FR							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
1	-4.00	4.00	5.66	883	0	-1	1
2	-2.40	4.00	4.66	883	0	-1	1
3	-0.80	4.00	4.08	883	0	-1	1
4	0.80	4.00	4.08	883	0	-1	1
5	2.40	4.00	4.66	883	0	-1	1
6	4.00	4.00	5.66	883	0	-1	1

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	190 di 342
			Data 10/2023	

COMBINAZIONE TIPO SLE-FR							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
7	-3.20	2.40	4.00	872	0	-1	1
8	-1.60	2.40	2.88	872	0	-1	1
9	0.00	2.40	2.40	872	0	-1	1
10	1.60	2.40	2.88	872	0	-1	1
11	3.20	2.40	4.00	872	0	-1	1
12	-4.00	0.80	4.08	861	0	-1	1
13	-2.40	0.80	2.53	861	0	-1	1
14	-0.80	0.80	1.13	861	0	-1	1
15	0.80	0.80	1.13	861	0	-1	1
16	2.40	0.80	2.53	861	0	-1	1
17	4.00	0.80	4.08	861	0	-1	1
18	-3.20	-0.80	3.30	849	0	-1	1
19	-1.60	-0.80	1.79	849	0	-1	1
20	0.00	-0.80	0.80	849	0	-1	1
21	1.60	-0.80	1.79	849	0	-1	1
22	3.20	-0.80	3.30	849	0	-1	1
23	-4.00	-2.40	4.66	838	0	-1	1
24	-2.40	-2.40	3.39	838	0	-1	1
25	-0.80	-2.40	2.53	838	0	-1	1
26	0.80	-2.40	2.53	838	0	-1	1
27	2.40	-2.40	3.39	838	0	-1	1
28	4.00	-2.40	4.66	838	0	-1	1
29	-3.20	-4.00	5.12	827	0	-1	1
30	-1.60	-4.00	4.31	827	0	-1	1
31	0.00	-4.00	4.00	827	0	-1	1
32	1.60	-4.00	4.31	827	0	-1	1
33	3.20	-4.00	5.12	827	0	-1	1

COMBINAZIONE TIPO SLE-QP							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
1	-4.00	4.00	5.66	808	0	-1	1
2	-2.40	4.00	4.66	808	0	-1	1
3	-0.80	4.00	4.08	808	0	-1	1
4	0.80	4.00	4.08	808	0	-1	1
5	2.40	4.00	4.66	808	0	-1	1
6	4.00	4.00	5.66	808	0	-1	1
7	-3.20	2.40	4.00	801	0	-1	1
8	-1.60	2.40	2.88	801	0	-1	1
9	0.00	2.40	2.40	801	0	-1	1

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	191 di 342
			Data 10/2023	

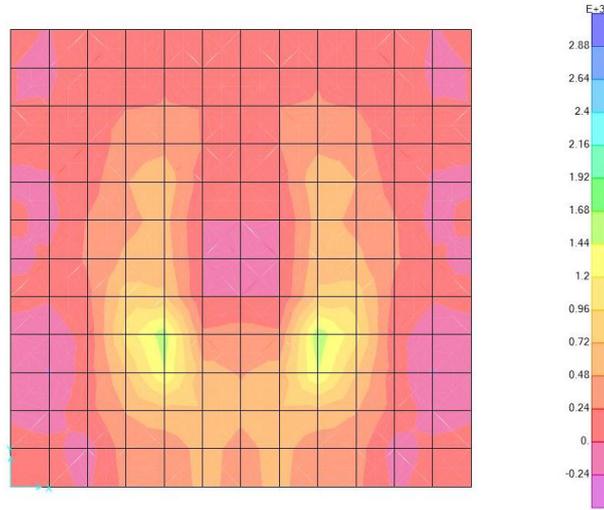
COMBINAZIONE TIPO SLE-QP							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
10	1.60	2.40	2.88	801	0	-1	1
11	3.20	2.40	4.00	801	0	-1	1
12	-4.00	0.80	4.08	794	0	-1	1
13	-2.40	0.80	2.53	794	0	-1	1
14	-0.80	0.80	1.13	794	0	-1	1
15	0.80	0.80	1.13	794	0	-1	1
16	2.40	0.80	2.53	794	0	-1	1
17	4.00	0.80	4.08	794	0	-1	1
18	-3.20	-0.80	3.30	787	0	-1	1
19	-1.60	-0.80	1.79	787	0	-1	1
20	0.00	-0.80	0.80	787	0	-1	1
21	1.60	-0.80	1.79	787	0	-1	1
22	3.20	-0.80	3.30	787	0	-1	1
23	-4.00	-2.40	4.66	781	0	-1	1
24	-2.40	-2.40	3.39	781	0	-1	1
25	-0.80	-2.40	2.53	781	0	-1	1
26	0.80	-2.40	2.53	781	0	-1	1
27	2.40	-2.40	3.39	781	0	-1	1
28	4.00	-2.40	4.66	781	0	-1	1
29	-3.20	-4.00	5.12	774	0	-1	1
30	-1.60	-4.00	4.31	774	0	-1	1
31	0.00	-4.00	4.00	774	0	-1	1
32	1.60	-4.00	4.31	774	0	-1	1
33	3.20	-4.00	5.12	774	0	-1	1

### 12.1.3 Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica

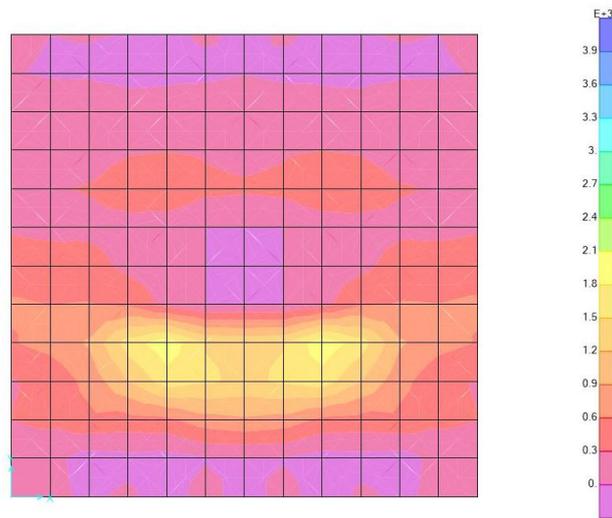
Di seguito viene riportata la tabella delle combinazioni di carico utilizzata per il calcolo delle sollecitazioni di verifica:

	PP	REAZIONI PALI			
		SLU	SLE	SLEFR	SLEQP
SLU	1.35	1.00	-	-	-
SLE	1.00	-	1.00	-	-
SLEFR	1.00	-	-	1.00	-
SLEQP	1.00	-	-	-	1.00

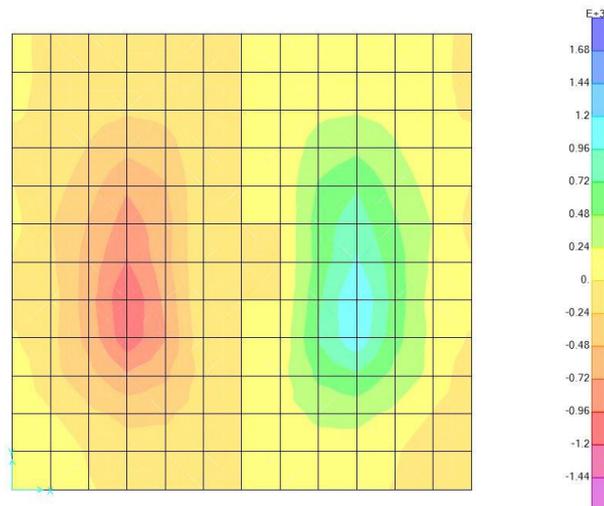
Nel seguito vengono riportate le termografie estratte dal programma di calcolo con l'andamento delle sollecitazioni. Per non appesantire inutilmente la trattazione vengono riportate le sole azioni interne relative allo Stato Limite Ultimo: tutte le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche vengono poi riassunte nella tabella finale.



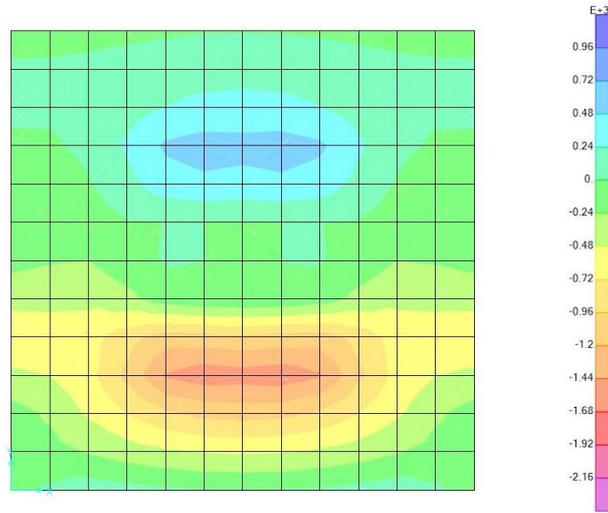
**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M11**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M22**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V13**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V23**

AZIONE	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
Max_M11	SLU	11	2020	1485
	SLE	7	1607	1200
	SLEFR	0	1319	-706
	SLEQP	0	1170	-627
Min_M11	SLU	1	-119	-160
	SLE	1	-90	120
	SLEFR	0	-55	85
	SLEQP	0	-52	82
Max_V13	SLU	15	1498	1554
Min_V13	SLU	15	1481	-1543

AZIONE	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
Max_M22	SLU	-54	2607	-1785
	SLE	-35	2035	-1412
	SLEFR	-2	1557	1071
	SLEQP	-2	1384	959
Min_M22	SLU	0	-71	53
	SLE	0	-55	38
	SLEFR	0	-42	34
	SLEQP	0	-39	34
Max_V23	SLU	72	540	933
Min_V23	SLU	-71	2531	-2248

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	194 di 342
			Data 10/2023	

## 12.1.4 Verifiche strutturali

### 12.1.4.1 *Verifiche a Stato Limite Ultimo: flessione*

#### **DIREZIONE X**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso  
5  $\phi$ 20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 4225.4 (mm<sup>2</sup>) a 113.0 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### **VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE**

##### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm <sup>2</sup> )
Modulo Elastico calcestruzzo	= 33019.4 (N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 37.00 (N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm <sup>2</sup> )

##### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-perfettamente plastica finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

##### Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 17.40 (N/mm <sup>2</sup> )
Acciaio normale	= 391.30 (N/mm <sup>2</sup> )

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

##### Condizione di carico 1

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITEVA s.r.l. RICERCA VALUTA AMBIENTE	 sinergo	A
			Data 10/2023	

Momento di Progetto  $M_d$  = 2020.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 11.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 7.6 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = 3011.6 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = 11.0 (KN)  
Rottura nel Dominio = 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.491

#### Condizione di carico 2

Momento di Progetto  $M_d$  = -119.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 1.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.9 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = -1796.5 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = 1.0 (KN)  
Rottura nel Dominio = 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 15.097

## **DIREZIONE Y**

### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

### Descrizione dell'armatura normale

5  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
5  $\varnothing$ 20 mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 4225.4 (mm<sup>2</sup>) a 113.9 cm da intrad.

### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

## **VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE**

### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33019.4 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 37.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu}$  = 0.3500 %  
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm}$  = 0.2000 %  
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-perfettamente plastica finita  
Allungamento ultimo acciaio normale  $\epsilon_{ud}$  = 0.9  $\epsilon_{uk}$  = 6.750 %  
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo  $\gamma_c$  = 1.500

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	196 di 342
			Data 10/2023	

Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 17.40 (N/mm <sup>2</sup> )
Acciaio normale	= 391.30 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

#### Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d$	= 2607.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 8.2 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= 2997.5 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= 0.7 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 1.15

#### Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d$	= -71.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 7.0 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= -1791.8 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= -2.698E-01 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 25.237

### 12.1.4.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio

#### DIREZIONE X

#### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	$V_{Ed}$	=	1554	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm
Altezza utile della sezione	$d$	=	2700	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm
Diametro dei ferri longitudinali	$\varnothing_{sl}$	=	26	mm
Passo dei ferri longitudinali	$p$	=	200	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	2655	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	$\rho_l$	=	0.0010	

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   D_VisionArchitecture	A	197 di 342
			Data 10/2023	

### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	<b>k</b>	=	1.27
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	<b>v<sub>min</sub></b>	=	0.28 N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	<b>σ<sub>cp</sub></b>	=	0.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	751 kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub>/V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>0.48</b>

### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	<b>a</b>	=	<b>90</b> °
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	<b>∅<sub>sw</sub></b>	=	<b>14</b> mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	<b>n<sub>sw</sub></b>	=	<b>2.5</b>
Area dell'armatura trasversale	<b>A<sub>sw</sub></b>	=	<b>385</b> mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	<b>s</b>	=	<b>200</b> mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	<b>Θ</b>	=	21.80 °
Tensione media di compressione nella sezione	<b>σ<sub>cp</sub></b>	=	0.00 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	<b>α<sub>c</sub></b>	=	1.00
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	=	4576 kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	<b>V<sub>Rcd</sub></b>	=	7291 kN
Resistenza di progetto a taglio	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	4576 kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub>/V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>2.94</b>

## DIREZIONE Y

### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	<b>R<sub>ck</sub></b>	=	<b>37</b> N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	<b>f<sub>ck</sub></b>	=	31 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	<b>f<sub>cd</sub></b>	=	17.40 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	=	391.30 N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	<b>V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>2248</b> kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	<b>N (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0</b> kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	<b>M (V<sub>Ed</sub>)</b>	=	<b>0</b> kNm
Altezza utile della sezione	<b>d</b>	=	<b>2700</b> mm
Larghezza minima della sezione	<b>b<sub>w</sub></b>	=	<b>1000</b> mm
Diametro dei ferri longitudinali	<b>∅<sub>sl</sub></b>	=	<b>26</b> mm
Passo dei ferri longitudinali	<b>p</b>	=	<b>200</b> mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	<b>A<sub>sl</sub></b>	=	2655 mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	<b>ρ<sub>l</sub></b>	=	0.0010

### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	<b>k</b>	=	1.27
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	<b>v<sub>min</sub></b>	=	0.28 N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	<b>σ<sub>cp</sub></b>	=	0.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	751 kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub>/V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>0.38</b>

### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	<b>a</b>	=	<b>90</b> °
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	<b>∅<sub>sw</sub></b>	=	<b>14</b> mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	<b>n<sub>sw</sub></b>	=	<b>2.5</b>

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	198 di 342
			Data 10/2023	

Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	=	385	mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	$s$	=	200	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	=	4576	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	=	7291	kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	4576	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	<b>2.04</b>	

In entrambe le direzioni si utilizzano spilli a taglio  $\varnothing 14/20/40$ .

### 12.1.4.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

#### **DIREZIONE X**

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

##### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 300.0 b3 100.0

##### Descrizione dell'armatura normale

5  $\varnothing 26$  mm posizionati a 5.3 cm da intradosso

5  $\varnothing 20$  mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 4225.4 (mm<sup>2</sup>) a 113.0 cm da intrad.

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

##### Condizione di carico 1

Momento = 1607.0 (KN.m)

Sforzo normale = 7.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.43 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 216.47 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 42.5 (cm)

Braccio di leva interno = 281.3 (cm)

##### Condizione di carico 2

Momento = -90.0 (KN.m)

Sforzo normale = 1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.16 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 20.39 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 31.5 (cm)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	199 di 342
			Data 10/2023	

Braccio di leva interno = 285.2 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 1319.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 176.64 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 42.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 281.1 (cm)

#### Condizione di carico 4

Momento = -55.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.10 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 12.27 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 284.5 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 1170.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.77 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 156.69 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 42.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 281.1 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -52.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.09 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 11.60 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 284.5 (cm)

## **DIREZIONE Y**

### **VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO**

#### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5 ø26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
5 ø20 mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 4225.4 (mm<sup>2</sup>) a 113.9 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	200 di 342
			Data 10/2023	

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### Condizione di carico 1

Momento = 2035.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.14 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 275.28 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 42.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 278.7 (cm)

#### Condizione di carico 2

Momento = -55.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.10 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 12.38 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 282.0 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 1557.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.40 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 210.62 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 42.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 278.7 (cm)

#### Condizione di carico 4

Momento = -42.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.08 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 9.46 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 32.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 282.0 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 1384.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.13 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 187.22 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 42.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 278.7 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -39.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA CITIZIA s.p.a. s.r.l. INGEGNERIA VANALTA AMBIENTE	 sinergo	A
			Data 10/2023	

Compressione massima nel calcestruzzo	= -0.07 (N/mm <sup>2</sup> )
Trazione massima nell'acciaio	= 8.78 (N/mm <sup>2</sup> )
Distanza asse neutro da lembo compresso	= 32.2 (cm)
Braccio di leva interno	= 282.0 (cm)

#### 12.1.4.4 Verifiche a Stato Limite di fessurazione

##### **DIREZIONE X**

##### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

##### Descrizione dell'armatura normale

5 ø26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso  
5 ø20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 4225.4 (mm<sup>2</sup>) a 113.0 cm da intrad.

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

##### **VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO**

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45$  (N/mm<sup>2</sup>)

##### condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, w<sub>lim</sub> = w<sub>3</sub>)

Momento di progetto M = 1319.00 (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1590184.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.72$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3898.59$  (KN.m) > 1319.00

##### condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, w<sub>lim</sub> = w<sub>3</sub>)

Momento di progetto M = -55.00 (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1575084.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.72$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3861.57$  (KN.m) > -55.00

##### condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, w<sub>lim</sub> = w<sub>2</sub>)

Momento di progetto M = 1170.00 (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1590184.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.72$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3898.59$  (KN.m) > 1170.00

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	202 di 342
			Data 10/2023	

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = -52.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1575084.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.72$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3861.57$  (KN.m)  $> -52.00$

## DIREZIONE Y

### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

### Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi 26$  mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
5  $\phi 20$  mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 4225.4 (mm<sup>2</sup>) a 113.9 cm da intrad.

### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

### VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45$  (N/mm<sup>2</sup>)

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = 1557.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1587301.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.70$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3891.52$  (KN.m)  $> 1557.00$

condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = -42.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1572589.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.70$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3855.45$  (KN.m)  $> -42.00$

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = 1384.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1587301.00$  (cm<sup>3</sup>)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	203 di 342
			Data 10/2023	

tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.70 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3891.52 \text{ (KN.m)} > 1384.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure,  $w_{lim} = w_2$ )

Momento di progetto  $M = -39.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

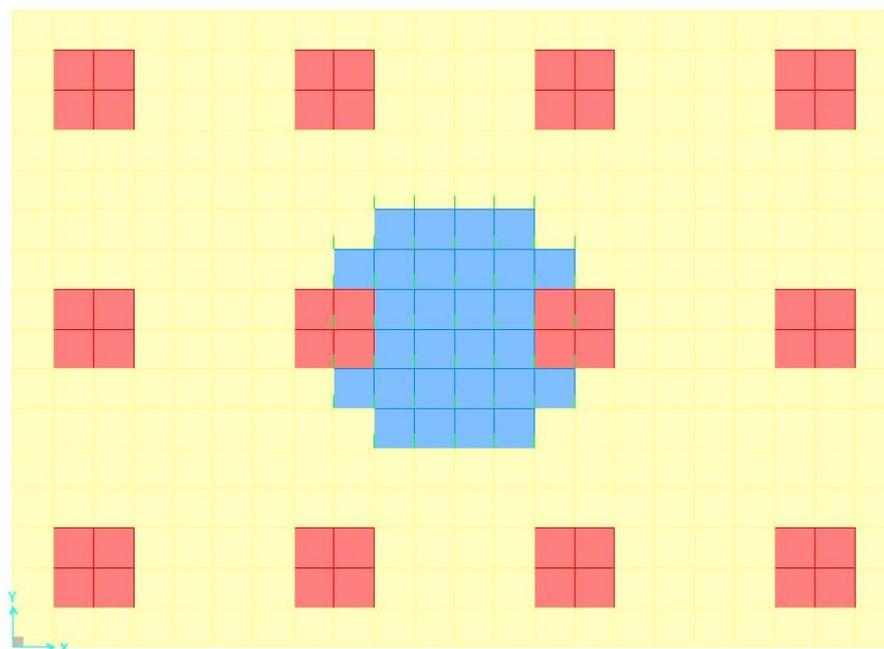
verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30591.56 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1572589.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.70 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3855.45 \text{ (KN.m)} > -39.00$

## 12.2 Plinti pile P2 e P3

Il plinto presenta dimensioni rettangolari in pianta 13.20x9.60m e spessore pari a 3.00m.

### 12.2.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo viene realizzato col software ad elementi finiti SAP2000 con elementi bidimensionali tipo 'Shell Thick', vincolato con incastri nei nodi in ombra al fusto di elevazione e caricato con le reazioni dei pali di fondazione. Per evitare picchi eccessivi di sollecitazioni (non verosimili) le reazioni dei pali sono state distribuite su n.4 elementi per tener approssimativamente conto dell'effettiva sezione trasversale dei pali. Di seguito viene riportata la vista in pianta del modello di calcolo, con l'indicazione degli elementi in ombra al fusto di elevazione (elementi blu) e l'indicazione degli elementi in ombra ai pali di fondazione (elementi rossi).



### 12.2.2 Analisi dei carichi

I carichi agenti sul modello sono:

- Peso proprio della platea di fondazione (**PP**), automaticamente conteggiato dal programma di calcolo considerando un peso specifico del cls pari a 25 kN/mc.
- Reazioni dei pali di fondazione, distinte per tipologia di combinazione (SLU-Sismico SLV, SLE-Caratteristico, SLE-Frequente, SLE-Quasi-Permanente), i cui valori risultanti vengono riepilogati nelle tabelle sottostanti. Si precisa che vengono considerate le combinazioni che massimizzano le forze assiali sui pali.

Il peso del terreno che grava direttamente sulla platea di fondazione viene trascurato, a favore di sicurezza.

COMBINAZIONE TIPO SLU-SLV							
PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	3.60	5.40	6.49	6354	286	57	292
2	3.60	1.80	4.02	5797	276	57	282
3	3.60	-1.80	4.02	5240	265	57	271
4	3.60	-5.40	6.49	4684	255	57	261

**COMBINAZIONE TIPO SLU-SLV**

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
5	0.00	5.40	5.40	3273	286	67	294
6	0.00	1.80	1.80	2717	276	67	284
7	0.00	-1.80	1.80	2160	265	67	274
8	0.00	-5.40	5.40	1603	255	67	264
9	-3.60	5.40	6.49	193	286	77	297
10	-3.60	1.80	4.02	-364	276	77	286
11	-3.60	-1.80	4.02	-921	265	77	276
12	-3.60	-5.40	6.49	-1478	255	77	266

**COMBINAZIONE TIPO SLE**

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	3.60	5.40	6.49	1677	-70	39	81
2	3.60	1.80	4.02	1950	-73	39	83
3	3.60	-1.80	4.02	2223	-77	39	86
4	3.60	-5.40	6.49	2497	-80	39	89
5	0.00	5.40	5.40	2435	-70	43	82
6	0.00	1.80	1.80	2708	-73	43	85
7	0.00	-1.80	1.80	2981	-77	43	88
8	0.00	-5.40	5.40	3254	-80	43	90
9	-3.60	5.40	6.49	3193	-70	46	84
10	-3.60	1.80	4.02	3466	-73	46	87
11	-3.60	-1.80	4.02	3739	-77	46	89
12	-3.60	-5.40	6.49	4012	-80	46	92

**COMBINAZIONE TIPO SLE-FR**

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	3.60	5.40	6.49	1940	-71	-1	71
2	3.60	1.80	4.02	1931	-74	-1	74
3	3.60	-1.80	4.02	1921	-76	-1	76
4	3.60	-5.40	6.49	1911	-79	-1	79
5	0.00	5.40	5.40	2698	-71	1	71
6	0.00	1.80	1.80	2688	-74	1	74
7	0.00	-1.80	1.80	2679	-76	1	76
8	0.00	-5.40	5.40	2669	-79	1	79
9	-3.60	5.40	6.49	3456	-71	4	71
10	-3.60	1.80	4.02	3446	-74	4	74
11	-3.60	-1.80	4.02	3436	-76	4	77
12	-3.60	-5.40	6.49	3427	-79	4	79

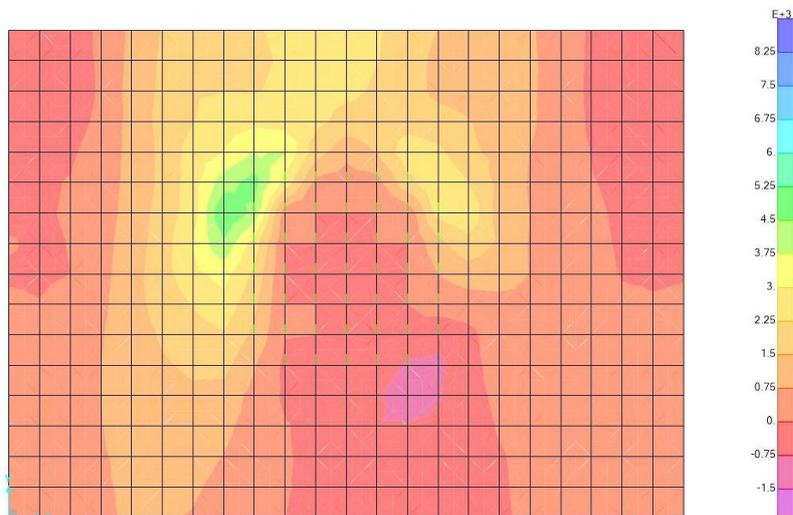
COMBINAZIONE TIPO SLE-QP							
PALO	d <sub>i,1</sub> [m]	d <sub>i,2</sub> [m]	d <sub>i,tot</sub> [m]	N <sub>i,F3+M1+M2</sub> [kN]	V <sub>i,F1+M3</sub> [kN]	V <sub>i,F2+M3</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]
1	3.60	5.40	6.49	2598	0	0	0
2	3.60	1.80	4.02	2594	0	0	0
3	3.60	-1.80	4.02	2590	0	0	0
4	3.60	-5.40	6.49	2586	0	0	0
5	0.00	5.40	5.40	2598	0	0	0
6	0.00	1.80	1.80	2594	0	0	0
7	0.00	-1.80	1.80	2590	0	0	0
8	0.00	-5.40	5.40	2586	0	0	0
9	-3.60	5.40	6.49	2598	0	0	0
10	-3.60	1.80	4.02	2594	0	0	0
11	-3.60	-1.80	4.02	2590	0	0	0
12	-3.60	-5.40	6.49	2586	0	0	0

### 12.2.3 Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica

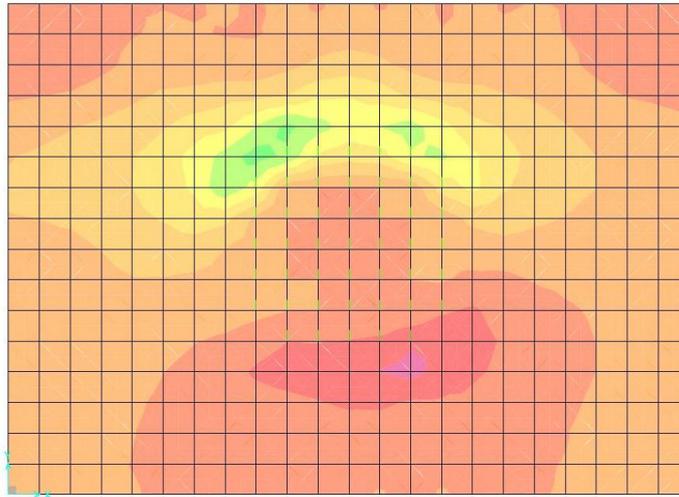
Di seguito viene riportata la tabella delle combinazioni di carico utilizzata per il calcolo delle sollecitazioni di verifica:

	PP	REAZIONI PALI			
		SLU	SLE	SLEFR	SLEQP
<b>SLU-SLV</b>	1.00	1.00	-	-	-
<b>SLE</b>	1.00	-	1.00	-	-
<b>SLEFR</b>	1.00	-	-	1.00	-
<b>SLEQP</b>	1.00	-	-	-	1.00

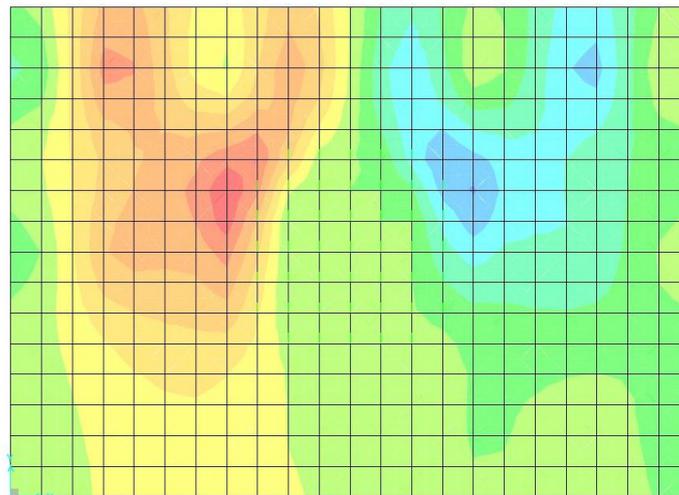
Nel seguito vengono riportate le termografie estratte dal programma di calcolo con l'andamento delle sollecitazioni. Per non appesantire inutilmente la trattazione vengono riportate le sole azioni interne relative allo Stato Limite Ultimo: tutte le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche vengono poi riassunte nella tabella finale.



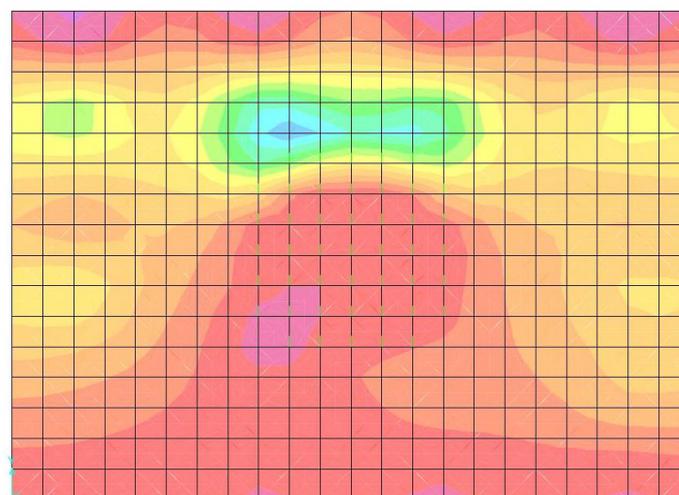
**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M11**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M22**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V13**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V23**

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	208 di 342
			Data 10/2023	

AZIONE	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
Max_M11	SLU	-137	6644	-1930
	SLE	7	4907	1565
	SLEFR	-24	3961	-1296
	SLEQP	0	3266	-1350
Min_M11	SLU	136	-1574	-157
	SLE	0	-103	-121
	SLEFR	5	-102	143
	SLEQP	0	-27	114
Max_V13	SLU	-24	3328	1311
Min_V13	SLU	-141	6218	-2167

AZIONE	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
Max_M22	SLU	212	5537	2464
	SLE	50	3247	-1234
	SLEFR	51	2693	-1063
	SLEQP	0	2010	821
Min_M22	SLU	-194	-2387	363
	SLE	11	-145	-107
	SLEFR	7	-134	-101
	SLEQP	0	-47	-40
Max_V23	SLU	194	5115	2695
Min_V23	SLU	-10	-164	-293

## 12.2.4 Verifiche strutturali

### 12.2.4.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo: flessione

#### **DIREZIONE X**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 10.9 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 9178.0 (mm<sup>2</sup>) a 73.6 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	209 di 342
			Data 10/2023	

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

### VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

#### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm <sup>2</sup> )
Modulo Elastico calcestruzzo	= 33019.4 (N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 37.00 (N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-perfettamente plastica finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 17.40 (N/mm <sup>2</sup> )
Acciaio normale	= 391.30 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

#### Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d$	= 6644.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 14.0 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= 7936.6 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= -0.3 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 1.195

#### Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d$	= -1574.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 136.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 7.7 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= -2231.2 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= 136.0 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 1.418

### DIREZIONE Y

#### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

CODIFICA DOCUMENTO  <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE  MANDATARIA  MANDANTI   		REV. <b>A</b>	FOGLIO 210 di 342
				Data 10/2023

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
 6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 13.5 cm da intradosso  
 6.67  $\phi$ 20 mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 9178.0 (mm<sup>2</sup>) a 75.2 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

### **VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE**

#### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Modulo Elastico calcestruzzo = 33019.4 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 37.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-perfettamente plastica finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 17.40 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

#### Condizione di carico 1

Momento di Progetto  $M_d$  = 5537.0 (KN.m)  
 Sforzo di Progetto  $N_d$  = 212.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 13.5 (cm)  
 Momento di Rottura  $M_r$  = 7547.6 (KN.m)  
 Sforzo di Rottura  $N_r$  = 212.2 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	211 di 342
			Data 10/2023	

Rottura nel Dominio = 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.363

#### Condizione di carico 2

Momento di Progetto  $M_d$  = -2387.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 9.6 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = -2424.7 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = 0.8 (KN)  
Rottura nel Dominio = 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.016

#### 12.2.4.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio

##### DIREZIONE X

##### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	$V_{Ed}$	=	2167	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm
Altezza utile della sezione	$d$	=	2700	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm
Diametro dei ferri longitudinali	$\varnothing_{sl}$	=	26	mm
Passo dei ferri longitudinali	$p$	=	150	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	3540	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	$\rho_l$	=	0.0013	

##### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	$k$	=	1.27	
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.28	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	751	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	<b>0.35</b>	

##### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	$\alpha$	=	90	°
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	14	mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	$n_{sw}$	=	3	
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	=	462	mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	$s$	=	300	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	=	3661	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	=	7291	kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	3661	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	<b>1.69</b>	

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	212 di 342
			Data 10/2023	

## DIREZIONE Y

### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	$V_{Ed}$	=	2695	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm
Altezza utile della sezione	$d$	=	2700	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm
Diametro dei ferri longitudinali	$\varnothing_{sl}$	=	26	mm
Passo dei ferri longitudinali	$p$	=	150	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	3540	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	$\rho_l$	=	0.0013	

### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	$k$	=	1.27	
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.28	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	751	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	0.28	

### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	$\alpha$	=	90	°
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	14	mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	$n_{sw}$	=	3	
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	=	462	mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	$s$	=	300	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	=	3661	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	=	7291	kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	3661	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	1.36	

In entrambe le direzioni si utilizzano spilli a taglio  $\varnothing 14/30/30$ .

### 12.2.4.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

#### DIREZIONE X

#### VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 213 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A.	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture

6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 10.9 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing$ 20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 9178.0 (mm<sup>2</sup>) a 73.6 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### Condizione di carico 1

Momento = 4907.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 7.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.01 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 259.15 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 66.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 271.2 (cm)

#### Condizione di carico 2

Momento = -103.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.15 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 17.25 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 33.3 (cm)  
Braccio di leva interno = 285.8 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 3961.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.05 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 208.67 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 66.5 (cm)  
Braccio di leva interno = 270.2 (cm)

#### Condizione di carico 4

Momento = -102.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 5.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.14 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 18.22 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 30.9 (cm)  
Braccio di leva interno = 284.0 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 3266.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.34 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 172.06 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 66.5 (cm)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	214 di 342
			Data 10/2023	

Braccio di leva interno = 270.2 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -27.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.04 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 4.52 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 33.3 (cm)

Braccio di leva interno = 285.8 (cm)

### **DIREZIONE Y**

#### **VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO**

#### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

6.67 ø26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso

6.67 ø26 mm posizionati a 13.5 cm da intradosso

6.67 ø20 mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 9178.0 (mm<sup>2</sup>) a 75.2 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### Condizione di carico 1

Momento = 3247.0 (KN.m)

Sforzo normale = 50.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.35 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 176.08 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 64.9 (cm)

Braccio di leva interno = 268.4 (cm)

#### Condizione di carico 2

Momento = -145.0 (KN.m)

Sforzo normale = 11.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.21 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 27.06 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 30.2 (cm)

Braccio di leva interno = 279.9 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 2693.0 (KN.m)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	215 di 342
			Data 10/2023	

Sforzo normale = 51.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.78 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 146.65 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 64.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 268.4 (cm)

#### Condizione di carico 4

Momento = -134.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 7.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.19 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 24.28 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 31.3 (cm)  
Braccio di leva interno = 281.0 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 2010.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.09 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 106.98 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 66.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 267.7 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -47.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.07 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 7.95 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 33.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 281.9 (cm)

### 12.2.4.4 Verifiche a Stato Limite di fessurazione

#### **DIREZIONE X**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 10.9 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing$ 20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 9178.0 (mm<sup>2</sup>) a 73.6 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	216 di 342
			Data 10/2023	

#### VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45$  (N/mm<sup>2</sup>)

##### condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = 3961.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1707951.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.14$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4187.31$  (KN.m) > 3961.00

##### condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = -102.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 5.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1637959.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 1.694E-03$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.14$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -4012.94$  (KN.m) > -102.00

##### condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = 3266.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1707951.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.14$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4187.31$  (KN.m) > 3266.00

##### condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = -27.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1637959.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.14$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -4015.72$  (KN.m) > -27.00

## DIREZIONE Y

### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

b2 300.0 b3 100.0

### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 13.5 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 20 mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 9178.0 (mm<sup>2</sup>) a 75.2 cm da intrad.

### Convenzioni di segno

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 217 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

##### condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = 2693.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 51.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93 \text{ (cm}^2\text{)}$  ;  $W_{omog} = 1701210.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 1.538E-02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.07 \text{ cm}$ )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4144.62 \text{ (KN.m)} > 2693.00$

##### condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = -134.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 7.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93 \text{ (cm}^2\text{)}$  ;  $W_{omog} = 1632881.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 2.369E-03 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.07 \text{ cm}$ )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3999.40 \text{ (KN.m)} > -134.00$

##### condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = 2010.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93 \text{ (cm}^2\text{)}$  ;  $W_{omog} = 1701210.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.07 \text{ cm}$ )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4170.79 \text{ (KN.m)} > 2010.00$

##### condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = -47.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

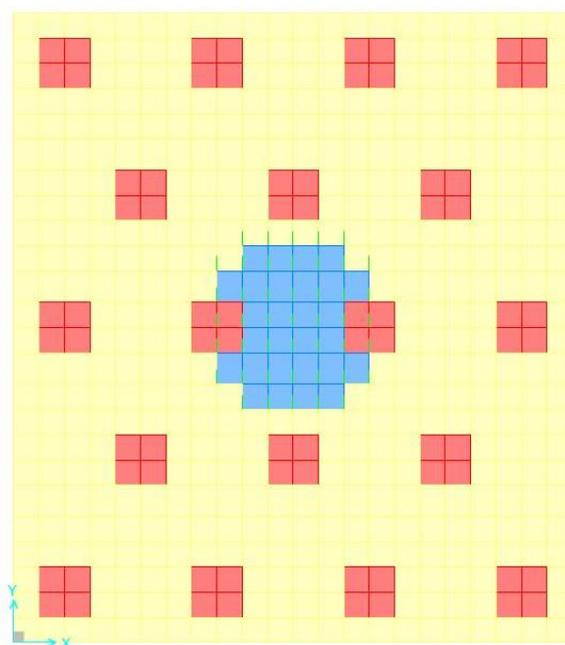
verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 31284.93 \text{ (cm}^2\text{)}$  ;  $W_{omog} = 1632881.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 3.07 \text{ cm}$ )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -4003.27 \text{ (KN.m)} > -47.00$

## 12.3 Plinto pila P4

Il plinto presenta dimensioni rettangolari in pianta 13.20x15.00m e spessore pari a 3.00m.

### 12.3.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo viene realizzato col software ad elementi finiti SAP2000 con elementi bidimensionali tipo 'Shell Thick', vincolato con incastri nei nodi in ombra al fusto di elevazione e caricato con le reazioni dei pali di fondazione. Per evitare picchi eccessivi di sollecitazioni (non verosimili) le reazioni dei pali sono state distribuite su n.4 elementi per tener approssimativamente conto dell'effettiva sezione trasversale dei pali. Di seguito viene riportata la vista in pianta del modello di calcolo, con l'indicazione degli elementi in ombra al fusto di elevazione (elementi blu) e l'indicazione degli elementi in ombra ai pali di fondazione (elementi rossi).



### 12.3.2 Analisi dei carichi

I carichi agenti sul modello sono:

- Peso proprio della platea di fondazione (**PP**), automaticamente conteggiato dal programma di calcolo considerando un peso specifico del cls pari a 25 kN/mc.
- Reazioni dei pali di fondazione, distinte per tipologia di combinazione (SLU-Sismico SLV, SLE-Caratteristico, SLE-Frequente, SLE-Quasi-Permanente), i cui valori risultanti vengono riepilogati nelle tabelle sottostanti. Si precisa che vengono considerate le combinazioni che massimizzano le forze assiali sui pali.

Il peso del terreno che grava direttamente sulla platea di fondazione viene trascurato, a favore di sicurezza.

COMBINAZIONE TIPO SLU-SLV							
PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	6.30	5.40	8.30	4657	386	27	387
2	6.30	1.80	6.55	4223	377	27	378
3	6.30	-1.80	6.55	3789	368	27	369
4	6.30	-5.40	8.30	3356	358	27	359

## COMBINAZIONE TIPO SLU-SLV

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
5	3.15	3.60	4.78	3225	381	35	383
6	3.15	0.00	3.15	2791	372	35	374
7	3.15	-3.60	4.78	2358	363	35	365
8	0.00	5.40	5.40	2227	386	43	388
9	0.00	1.80	1.80	1794	377	43	379
10	0.00	-1.80	1.80	1360	368	43	370
11	0.00	-5.40	5.40	926	358	43	361
12	-3.15	3.60	4.78	796	381	51	385
13	-3.15	0.00	3.15	362	372	51	376
14	-3.15	-3.60	4.78	-72	363	51	367
15	-6.30	5.40	8.30	-202	386	59	390
16	-6.30	1.80	6.55	-636	377	59	381
17	-6.30	-1.80	6.55	-1069	368	59	372
18	-6.30	-5.40	8.30	-1503	358	59	363

## COMBINAZIONE TIPO SLE

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	6.30	5.40	8.30	1611	0	45	45
2	6.30	1.80	6.55	1949	0	45	45
3	6.30	-1.80	6.55	2287	0	45	45
4	6.30	-5.40	8.30	2625	0	45	45
5	3.15	3.60	4.78	1780	0	45	45
6	3.15	0.00	3.15	2118	0	45	45
7	3.15	-3.60	4.78	2456	0	45	45
8	0.00	5.40	5.40	1611	0	45	45
9	0.00	1.80	1.80	1949	0	45	45
10	0.00	-1.80	1.80	2287	0	45	45
11	0.00	-5.40	5.40	2625	0	45	45
12	-3.15	3.60	4.78	1780	0	45	45
13	-3.15	0.00	3.15	2118	0	45	45
14	-3.15	-3.60	4.78	2456	0	45	45
15	-6.30	5.40	8.30	1611	0	45	45
16	-6.30	1.80	6.55	1949	0	45	45
17	-6.30	-1.80	6.55	2287	0	45	45
18	-6.30	-5.40	8.30	2625	0	45	45

## COMBINAZIONE TIPO SLE-FR

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	6.30	5.40	8.30	1862	0	10	10

## COMBINAZIONE TIPO SLE-FR

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
2	6.30	1.80	6.55	1932	0	10	10
3	6.30	-1.80	6.55	2003	0	10	10
4	6.30	-5.40	8.30	2073	0	10	10
5	3.15	3.60	4.78	1897	0	10	10
6	3.15	0.00	3.15	1968	0	10	10
7	3.15	-3.60	4.78	2038	0	10	10
8	0.00	5.40	5.40	1862	0	10	10
9	0.00	1.80	1.80	1932	0	10	10
10	0.00	-1.80	1.80	2003	0	10	10
11	0.00	-5.40	5.40	2073	0	10	10
12	-3.15	3.60	4.78	1897	0	10	10
13	-3.15	0.00	3.15	1968	0	10	10
14	-3.15	-3.60	4.78	2038	0	10	10
15	-6.30	5.40	8.30	1862	0	10	10
16	-6.30	1.80	6.55	1932	0	10	10
17	-6.30	-1.80	6.55	2003	0	10	10
18	-6.30	-5.40	8.30	2073	0	10	10

## COMBINAZIONE TIPO SLE-QP

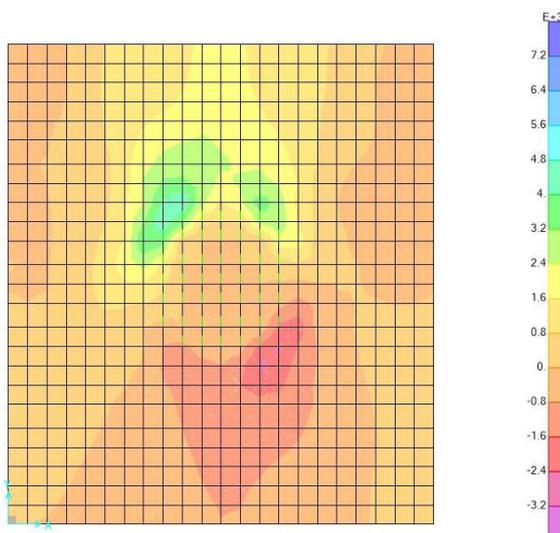
PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	6.30	5.40	8.30	1925	0	1	1
2	6.30	1.80	6.55	1928	0	1	1
3	6.30	-1.80	6.55	1932	0	1	1
4	6.30	-5.40	8.30	1935	0	1	1
5	3.15	3.60	4.78	1926	0	1	1
6	3.15	0.00	3.15	1930	0	1	1
7	3.15	-3.60	4.78	1934	0	1	1
8	0.00	5.40	5.40	1925	0	1	1
9	0.00	1.80	1.80	1928	0	1	1
10	0.00	-1.80	1.80	1932	0	1	1
11	0.00	-5.40	5.40	1935	0	1	1
12	-3.15	3.60	4.78	1926	0	1	1
13	-3.15	0.00	3.15	1930	0	1	1
14	-3.15	-3.60	4.78	1934	0	1	1
15	-6.30	5.40	8.30	1925	0	1	1
16	-6.30	1.80	6.55	1928	0	1	1
17	-6.30	-1.80	6.55	1932	0	1	1
18	-6.30	-5.40	8.30	1935	0	1	1

### 12.3.3 Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica

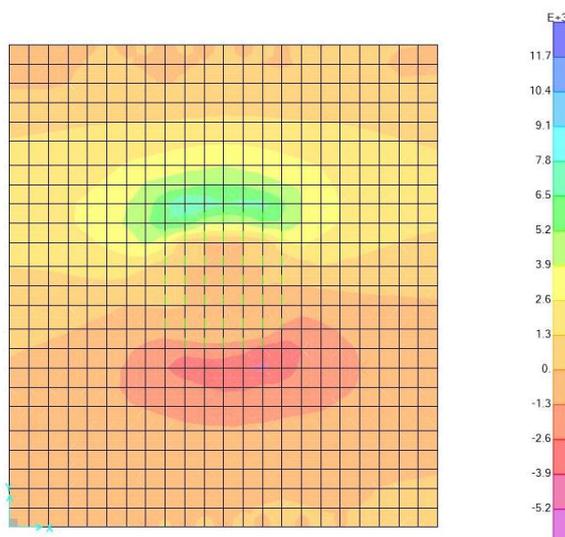
Di seguito viene riportata la tabella delle combinazioni di carico utilizzata per il calcolo delle sollecitazioni di verifica:

	PP	REAZIONI PALI			
		SLU	SLE	SLEFR	SLEQP
<b>SLU-SLV</b>	1.00	1.00	-	-	-
<b>SLE</b>	1.00	-	1.00	-	-
<b>SLEFR</b>	1.00	-	-	1.00	-
<b>SLEQP</b>	1.00	-	-	-	1.00

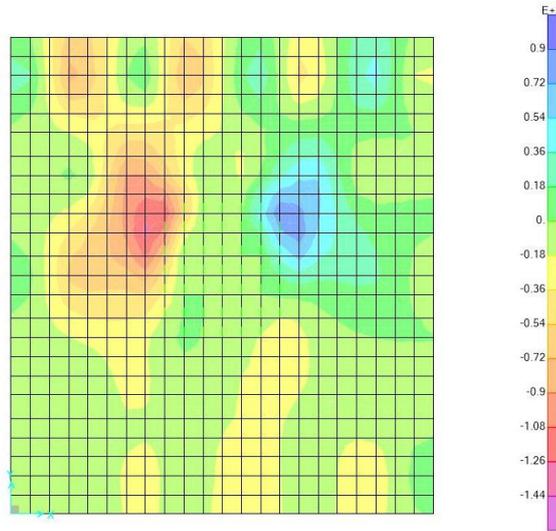
Nel seguito vengono riportate le termografie estratte dal programma di calcolo con l'andamento delle sollecitazioni. Per non appesantire inutilmente la trattazione vengono riportate le sole azioni interne relative allo Stato Limite Ultimo: tutte le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche vengono poi riassunte nella tabella finale.



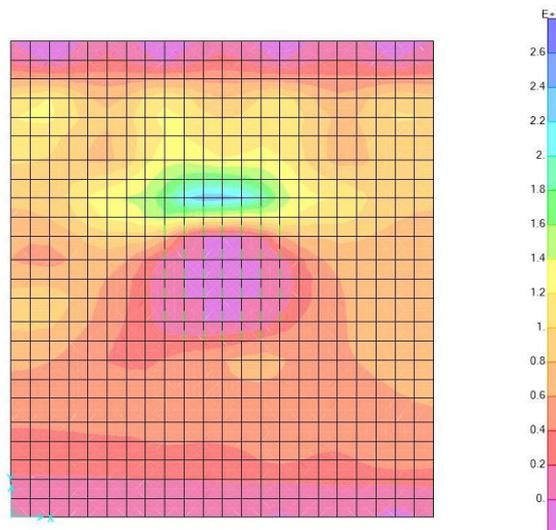
**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M11**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M22**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V13**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V23**

AZIONE	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
Max_M11	SLU	-87	6177	-1367
	SLE	47	3188	1288
	SLEFR	10	2215	756
	SLEQP	1	2030	703
Min_M11	SLU	112	-3375	-433
	SLE	5	-137	59
	SLEFR	1	-91	29
	SLEQP	0	-80	22
Max_V13	SLU	-32	2834	1034
Min_V13	SLU	-118	4332	-1579

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	223 di 342
			Data 10/2023	

AZIONE	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
Max_M22	SLU	418	9507	2174
	SLE	-13	4203	1353
	SLEFR	-3	3369	1124
	SLEQP	0	3184	-1353
Min_M22	SLU	-423	-5078	720
	SLE	3	-93	-114
	SLEFR	1	-44	94
	SLEQP	0	-32	89
Max_V23	SLU	495	9445	2659
Min_V23	SLU	-13	-58	-193

## 12.3.4 Verifiche strutturali

### 12.3.4.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo: flessione

#### **DIREZIONE X**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso

6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 13.5 cm da intradosso

6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 19.1 cm da intradosso

6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 286.5 cm da intradosso

6.67  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 292.1 cm da intradosso

Area armatura normale =17706.5 (mm<sup>2</sup>) a 123.8 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### **VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE**

##### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo Elastico calcestruzzo = 33019.4 (N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 37.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

##### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo

Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione  $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$

Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione  $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>CITIZIA</b> S.p.A. S.R.L. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	 <b>sinergo</b>	A
			Data 10/2023	

Legge costitutiva dell'acciaio normale :

Allungamento ultimo acciaio normale

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo

Coefficiente di sicurezza acciaio

Termine di lunga durata

Rapporto resistenza cilindrica/cubica

Resistenza di progetto calcestruzzo

Resistenza di progetto dell'acciaio

Elasto-perfettamente plastica finita

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \quad \epsilon_{uk} = 6.750 \%$$

$$\gamma_c = 1.500$$

$$\gamma_s = 1.150$$

$$\alpha_{cc} = 0.850$$

$$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$$

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$$

### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 17.40 (N/mm<sup>2</sup>)

Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

### Condizione di carico 1

Momento di Progetto  $M_d$  = 6177.0 (KN.m)

Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 16.5 (cm)

Momento di Rottura  $M_r$  = 11579.5 (KN.m)

Sforzo di Rottura  $N_r$  = -0.1 (KN)

Rottura nel Dominio 3

Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.875

### Condizione di carico 2

Momento di Progetto  $M_d$  = -3375.0 (KN.m)

Sforzo di Progetto  $N_d$  = 112.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 14.6 (cm)

Momento di Rottura  $M_r$  = -7755.3 (KN.m)

Sforzo di Rottura  $N_r$  = 112.0 (KN)

Rottura nel Dominio 3

Rapporto  $M_r/M_d$  = 2.298

## **DIREZIONE Y**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

b2 300.0 b3 100.0

### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\emptyset$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso

6.67  $\emptyset$ 26 mm posizionati a 10.9 cm da intradosso

6.67  $\emptyset$ 26 mm posizionati a 16.5 cm da intradosso

6.67  $\emptyset$ 26 mm posizionati a 289.1 cm da intradosso

6.67  $\emptyset$ 26 mm posizionati a 294.7 cm da intradosso

Area armatura normale =17706.5 (mm<sup>2</sup>) a 123.3 cm da intrad.

### Convenzioni di segno

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	225 di 342
			Data 10/2023	

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

##### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)  
Modulo Elastico calcestruzzo = 33019.4 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 37.00 (N/mm<sup>2</sup>)  
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

##### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-perfettamente plastica finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

##### Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 17.40 (N/mm<sup>2</sup>)  
Acciaio normale = 391.30 (N/mm<sup>2</sup>)

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

##### Condizione di carico 1

Momento di Progetto  $M_d$  = 9507.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 418.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 13.6 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = 11161.8 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = 417.7 (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.174

##### Condizione di carico 2

Momento di Progetto  $M_d$  = -5078.0 (KN.m)  
Sforzo di Progetto  $N_d$  = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 12.8 (cm)  
Momento di Rottura  $M_r$  = -7997.9 (KN.m)  
Sforzo di Rottura  $N_r$  = 0.7 (KN)  
Rottura nel Dominio 2  
Rapporto  $M_r/M_d$  = 1.575

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	226 di 342
			Data 10/2023	

### 12.3.4.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio

#### DIREZIONE X

##### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	$V_{Ed}$	=	1579	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm
Altezza utile della sezione	$d$	=	2700	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm
Diametro dei ferri longitudinali	$\varnothing_{sl}$	=	26	mm
Passo dei ferri longitudinali	$p$	=	150	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	3540	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	$\rho_l$	=	0.0013	

##### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	$k$	=	1.27	
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.28	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	751	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	0.48	

##### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	$a$	=	90	°
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	14	mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	$n_{sw}$	=	3	
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	=	462	mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	$s$	=	300	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\Theta$	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	=	3661	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	=	7291	kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	3661	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	2.32	

#### DIREZIONE Y

##### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	$V_{Ed}$	=	2659	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm
Altezza utile della sezione	$d$	=	2700	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	227 di 342
			Data 10/2023	

Diametro dei ferri longitudinali	$\varnothing_{sl}$	=	26	mm
Passo dei ferri longitudinali	p	=	150	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	3540	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	$\rho_l$	=	0.0013	

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	k	=	1.27	
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.28	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	751	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	<b>0.28</b>	

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	a	=	90	°
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	14	mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	$n_{sw}$	=	3	
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	=	462	mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	s	=	300	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\Theta$	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	=	3661	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	=	7291	kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	3661	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	<b>1.38</b>	

In entrambe le direzioni si utilizzano spilli a taglio  $\varnothing 14/30/30$ .

#### 12.3.4.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

##### **DIREZIONE X**

##### **VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\varnothing 26$  mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing 26$  mm posizionati a 13.5 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing 26$  mm posizionati a 19.1 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing 26$  mm posizionati a 286.5 cm da intradosso  
6.67  $\varnothing 26$  mm posizionati a 292.1 cm da intradosso

Area armatura normale =17706.5 (mm<sup>2</sup>) a 123.8 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	228 di 342
			Data 10/2023	

#### Condizione di carico 1

Momento = 3188.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 47.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.60 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 118.37 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 72.4 (cm)  
Braccio di leva interno = 264.7 (cm)

#### Condizione di carico 2

Momento = -137.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 5.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.12 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 7.54 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 56.0 (cm)  
Braccio di leva interno = 271.3 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 2215.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 10.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.81 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 81.28 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 73.2 (cm)  
Braccio di leva interno = 264.8 (cm)

#### Condizione di carico 4

Momento = -91.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.08 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 4.85 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 58.0 (cm)  
Braccio di leva interno = 271.6 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 2030.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.67 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 74.07 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 73.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 264.8 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -80.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.07 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 4.21 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 58.7 (cm)  
Braccio di leva interno = 272.0 (cm)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	229 di 342
			Data 10/2023	

## **DIREZIONE Y**

### **VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO**

#### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 10.9 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 16.5 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 289.1 cm da intradosso

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 294.7 cm da intradosso

Area armatura normale =17706.5 (mm<sup>2</sup>) a 123.3 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### Condizione di carico 1

Momento = 4203.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.38 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 151.53 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 73.8 (cm)

Braccio di leva interno = 268.4 (cm)

#### Condizione di carico 2

Momento = -93.0 (KN.m)

Sforzo normale = 3.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.08 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 5.02 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 56.1 (cm)

Braccio di leva interno = 274.9 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 3369.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.71 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 121.46 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 73.8 (cm)

Braccio di leva interno = 268.4 (cm)

#### Condizione di carico 4

Momento = -44.0 (KN.m)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	230 di 342
			Data 10/2023	

Sforzo normale = 1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.04 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 2.35 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 56.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 275.0 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 3184.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.56 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 114.79 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 73.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 268.4 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -32.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.03 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 1.66 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 58.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 275.4 (cm)

### **12.3.4.4 Verifiche a Stato Limite di fessurazione**

#### **DIREZIONE X**

##### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 13.5 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 19.1 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 286.5 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 292.1 cm da intradosso

Area armatura normale =17706.5 (mm<sup>2</sup>) a 123.8 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### **VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO**

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.94$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45$  (N/mm<sup>2</sup>)

#### condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto M = 2215.00 (KN.m)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 231 di 342
	MANDATARIA  Mandanti   	Data 10/2023		

Sforzo assiale di progetto  $N = 10.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1836886.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 2.97E-03 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.00 \text{ cm})$

momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4497.96 \text{ (KN.m)} > 2215.00$

condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = -91.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 1.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1788591.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 3.191E-04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.00 \text{ cm})$

momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -4384.44 \text{ (KN.m)} > -91.00$

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = 2030.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 1.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1836886.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 2.97E-04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.00 \text{ cm})$

momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4502.87 \text{ (KN.m)} > 2030.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = -80.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1788591.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.00 \text{ cm})$

momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -4385.01 \text{ (KN.m)} > -80.00$

## **DIREZIONE Y**

### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
b2 300.0 b3 100.0

### Descrizione dell'armatura normale

6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 10.9 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 16.5 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 289.1 cm da intradosso  
6.67  $\phi$ 26 mm posizionati a 294.7 cm da intradosso

Area armatura normale =17706.5 (mm<sup>2</sup>) a 123.3 cm da intrad.

### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

### **VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO**

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 232 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = 3369.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1849447.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.04 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4534.21 \text{ (KN.m)} > 3369.00$

condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = -44.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 1.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1799868.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 3.192E-04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.04 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -4412.09 \text{ (KN.m)} > -44.00$

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = 3184.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1849447.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.04 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 4534.21 \text{ (KN.m)} > 3184.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = -32.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

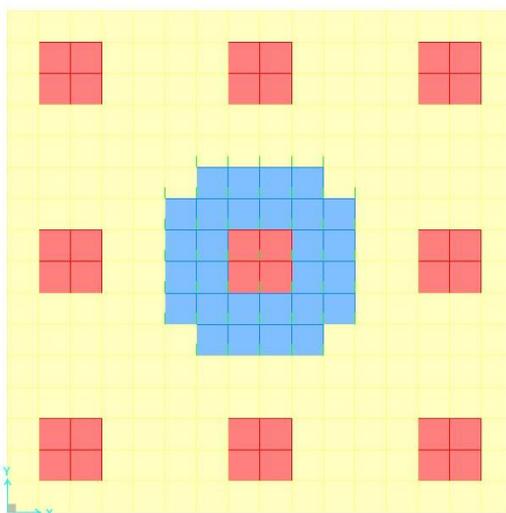
verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 32478.91 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1799868.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 2.04 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -4412.66 \text{ (KN.m)} > -32.00$

## 12.4 Plinti pile P5 e P6

Il plinto presenta dimensioni quadrate in pianta con lato 9.60m e spessore pari a 3.00m.

### 12.4.1 Modello di calcolo

Il modello di calcolo viene realizzato col software ad elementi finiti SAP2000 con elementi bidimensionali tipo 'Shell Thick', vincolato con incastri nei nodi in ombra al fusto di elevazione e caricato con le reazioni dei pali di fondazione. Per evitare picchi eccessivi di sollecitazioni (non verosimili) le reazioni dei pali sono state distribuite su n.4 elementi per tener approssimativamente conto dell'effettiva sezione trasversale dei pali. Di seguito viene riportata la vista in pianta del modello di calcolo, con l'indicazione degli elementi in ombra al fusto di elevazione (elementi blu) e l'indicazione degli elementi in ombra ai pali di fondazione (elementi rossi).



### 12.4.2 Analisi dei carichi

I carichi agenti sul modello sono:

- Peso proprio della platea di fondazione (**PP**), automaticamente conteggiato dal programma di calcolo considerando un peso specifico del cls pari a 25 kN/mc.
- Reazioni dei pali di fondazione, distinte per tipologia di combinazione (SLU-Statico, SLE-Caratteristico, SLE-Frequente, SLE-Quasi-Permanente), i cui valori risultanti vengono riepilogati nelle tabelle sottostanti. Si precisa che vengono considerate le combinazioni che massimizzano le forze assiali sui pali.

Il peso del terreno che grava direttamente sulla platea di fondazione viene trascurato, a favore di sicurezza.

COMBINAZIONE TIPO SLU							
PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	3.60	3.60	5.09	2000	0	133	133
2	3.60	0.00	3.60	3849	0	133	133
3	3.60	-3.60	5.09	5698	0	133	133
4	0.00	3.60	3.60	2094	0	133	133
5	0.00	0.00	0.00	3943	0	133	133
6	0.00	-3.60	3.60	5792	0	133	133
7	-3.60	3.60	5.09	2188	0	133	133
8	-3.60	0.00	3.60	4037	0	133	133

**COMBINAZIONE TIPO SLU**

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
9	-3.60	-3.60	5.09	5886	0	133	133

**COMBINAZIONE TIPO SLE**

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	3.60	3.60	5.09	2405	0	89	89
2	3.60	0.00	3.60	3369	0	89	89
3	3.60	-3.60	5.09	4333	0	89	89
4	0.00	3.60	3.60	2405	0	89	89
5	0.00	0.00	0.00	3369	0	89	89
6	0.00	-3.60	3.60	4333	0	89	89
7	-3.60	3.60	5.09	2405	0	89	89
8	-3.60	0.00	3.60	3369	0	89	89
9	-3.60	-3.60	5.09	4333	0	89	89

**COMBINAZIONE TIPO SLE-FR**

PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	3.60	3.60	5.09	3265	0	2	2
2	3.60	0.00	3.60	3234	0	2	2
3	3.60	-3.60	5.09	3203	0	2	2
4	0.00	3.60	3.60	3265	0	2	2
5	0.00	0.00	0.00	3234	0	2	2
6	0.00	-3.60	3.60	3203	0	2	2
7	-3.60	3.60	5.09	3265	0	2	2
8	-3.60	0.00	3.60	3234	0	2	2
9	-3.60	-3.60	5.09	3203	0	2	2

**COMBINAZIONE TIPO SLE-QP**

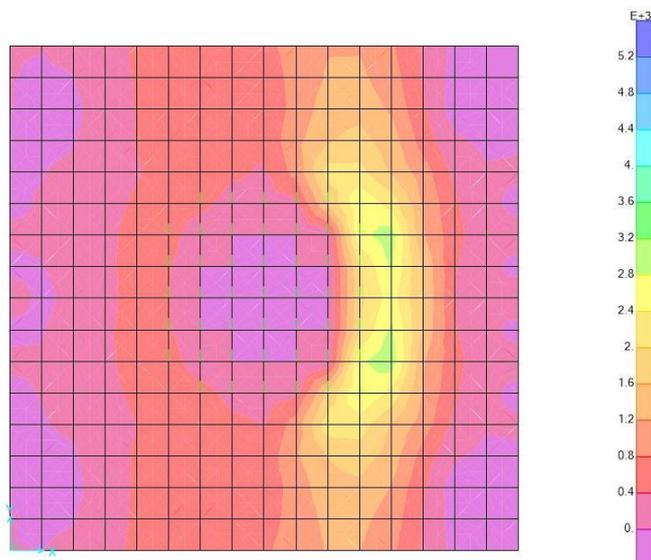
PALO	$d_{i,1}$ [m]	$d_{i,2}$ [m]	$d_{i,tot}$ [m]	$N_{i,F3+M1+M2}$ [kN]	$V_{i,F1+M3}$ [kN]	$V_{i,F2+M3}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]
1	3.60	3.60	5.09	2977	0	1	1
2	3.60	0.00	3.60	2980	0	1	1
3	3.60	-3.60	5.09	2983	0	1	1
4	0.00	3.60	3.60	2977	0	1	1
5	0.00	0.00	0.00	2980	0	1	1
6	0.00	-3.60	3.60	2983	0	1	1
7	-3.60	3.60	5.09	2977	0	1	1
8	-3.60	0.00	3.60	2980	0	1	1
9	-3.60	-3.60	5.09	2983	0	1	1

### 12.4.3 Combinazioni di carico e riepilogo sollecitazioni di verifica

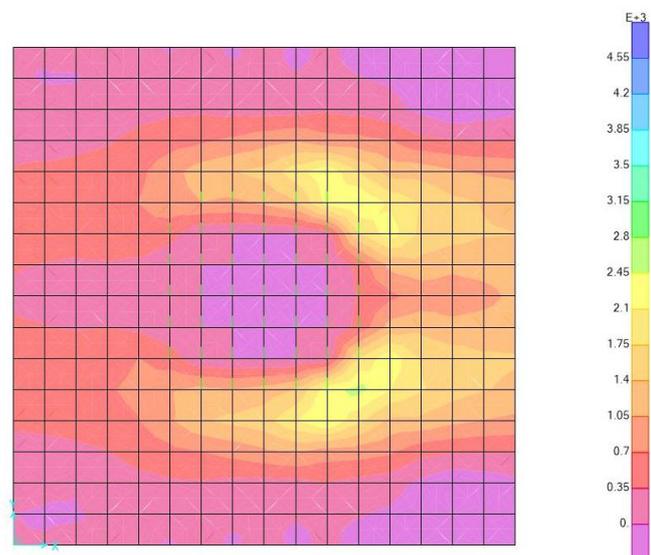
Di seguito viene riportata la tabella delle combinazioni di carico utilizzata per il calcolo delle sollecitazioni di verifica:

	PP	REAZIONI PALI			
		SLU	SLE	SLEFR	SLEQP
SLU	1.35	1.00	-	-	-
SLE	1.00	-	1.00	-	-
SLEFR	1.00	-	-	1.00	-
SLEQP	1.00	-	-	-	1.00

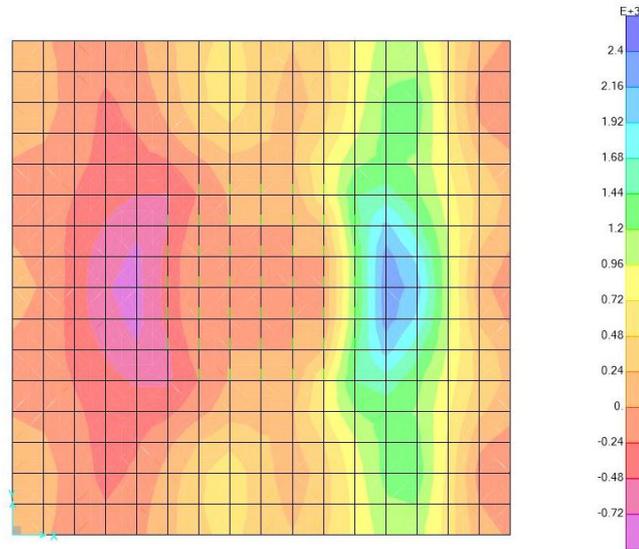
Nel seguito vengono riportate le termografie estratte dal programma di calcolo con l'andamento delle sollecitazioni. Per non appesantire inutilmente la trattazione vengono riportate le sole azioni interne relative allo Stato Limite Ultimo: tutte le sollecitazioni utilizzate nelle verifiche vengono poi riassunte nella tabella finale.



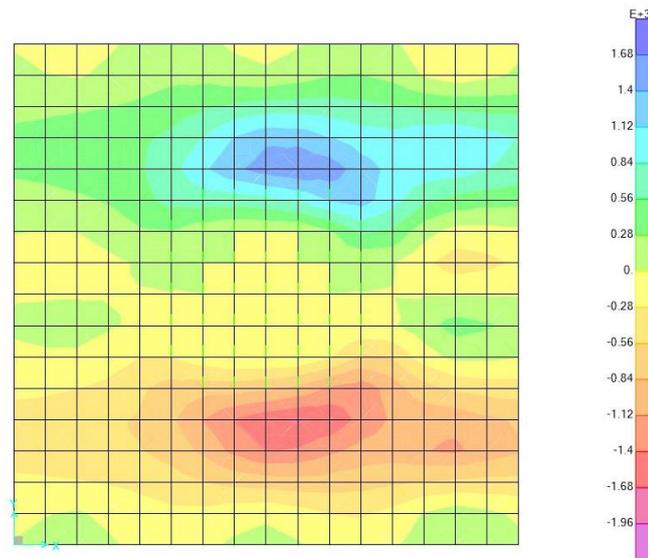
**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M11**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – M22**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V13**



**Combinazione a Stato Limite Ultimo – V23**

AZIONE	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
<b>Max_M11</b>	SLU	74	<b>3925</b>	2483
	SLE	50	<b>2886</b>	1902
	SLEFR	-1	<b>2009</b>	-1159
	SLEQP	1	<b>1792</b>	1033
<b>Min_M11</b>	SLU	12	<b>-150</b>	267
	SLE	8	<b>-98</b>	187
	SLEFR	0	<b>-61</b>	-113
	SLEQP	0	<b>-57</b>	100
<b>Max_V13</b>	SLU	74	3925	<b>2483</b>
<b>Min_V13</b>	SLU	-74	845	<b>-878</b>

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 237 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

AZIONE	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
Max_M22	SLU	-19	3265	-1732
	SLE	-13	2520	1388
	SLEFR	0	1997	-1154
	SLEQP	0	1791	1033
Min_M22	SLU	6	-182	-170
	SLE	4	-115	134
	SLEFR	0	-62	-111
	SLEQP	0	-57	99
Max_V23	SLU	-23	2927	1921
Min_V23	SLU	-23	3083	-2003

Si precisa che le azioni assiali di compressione (indicate in tabella con segno negativo), a favore di sicurezza verranno trascurate nelle verifiche seguenti.

#### 12.4.4 Verifiche strutturali

##### 12.4.4.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo: flessione

#### **DIREZIONE X**

##### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 300.0 b3 100.0

##### Descrizione dell'armatura normale

5  $\varnothing$ 26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso

5  $\varnothing$ 20 mm posizionati a 10.6 cm da intradosso

5  $\varnothing$ 20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 5796.2 (mm<sup>2</sup>) a 85.2 cm da intrad.

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### **VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE**

##### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo Elastico calcestruzzo = 33019.4 (N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 37.00 (N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm<sup>2</sup>)

##### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :

Parabola Rettangolo

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	238 di 342
			Data 10/2023	

Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-perfettamente plastica finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 17.40 (N/mm <sup>2</sup> )
Acciaio normale	= 391.30 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

#### Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d$	= 3925.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 74.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 9.8 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= 4665.2 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= 73.9 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 1.189

#### Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d$	= -150.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 12.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 6.8 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= -1798.4 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= 12.0 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 11.989

### **DIREZIONE Y**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5  $\emptyset 26$  mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
5  $\emptyset 20$  mm posizionati a 13.2 cm da intradosso  
5  $\emptyset 20$  mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 5796.2 (mm<sup>2</sup>) a 86.6 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	239 di 342
			Data 10/2023	

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

### VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

#### Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm <sup>2</sup> )
Modulo Elastico calcestruzzo	= 33019.4 (N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 37.00 (N/mm <sup>2</sup> )
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-perfettamente plastica finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$

#### Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 17.40 (N/mm <sup>2</sup> )
Acciaio normale	= 391.30 (N/mm <sup>2</sup> )

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

#### Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d$	= 3265.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 10.6 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= 4720.0 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= -1.563E-04 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 1.446

#### Condizione di carico 2

Momento di Progetto $M_d$	= -182.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d$	= 6.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 8.3 (cm)
Momento di Rottura $M_r$	= -1810.0 (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r$	= 6.0 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto $M_r/M_d$	= 9.945

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	240 di 342
			Data 10/2023	

#### 12.4.4.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo: taglio

##### DIREZIONE X

###### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	$V_{Ed}$	=	2483	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm
Altezza utile della sezione	$d$	=	2700	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	1000	mm
Diametro dei ferri longitudinali	$\varnothing_{sl}$	=	26	mm
Passo dei ferri longitudinali	$p$	=	200	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	2655	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	$\rho_l$	=	0.0010	

###### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	$k$	=	1.27	
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.28	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	751	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	0.30	

###### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	$a$	=	90	°
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	14	mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	$n_{sw}$	=	2.5	
Area dell'armatura trasversale	$A_{sw}$	=	385	mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	$s$	=	200	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	=	4576	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	=	7291	kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	=	4576	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	$V_{Rd}/V_{Ed}$	=	1.84	

##### DIREZIONE Y

###### VERIFICHE A TAGLIO (D.M. 17/01/2018, par. 4.1.2.3.5)

Resistenza caratteristica a compressione cubica del cls	$R_{ck}$	=	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica del cls	$f_{ck}$	=	31	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a compressione del cls	$f_{cd}$	=	17.40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	=	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Azione tagliante di progetto	$V_{Ed}$	=	2003	kN
Azione assiale di progetto contemporanea al taglio	$N (V_{Ed})$	=	0	kN
Momento flettente di progetto contemporaneo al taglio	$M (V_{Ed})$	=	0	kNm

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	241 di 342
			Data 10/2023	

Altezza utile della sezione	<b>d</b>	=	<b>2700</b>	mm
Larghezza minima della sezione	<b>b<sub>w</sub></b>	=	<b>1000</b>	mm
Diametro dei ferri longitudinali	<b>Ø<sub>sl</sub></b>	=	<b>26</b>	mm
Passo dei ferri longitudinali	<b>p</b>	=	<b>200</b>	mm
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	<b>A<sub>sl</sub></b>	=	2655	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale tesa	<b>ρ<sub>l</sub></b>	=	0.0010	

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione	<b>k</b>	=	1.27	
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	<b>v<sub>min</sub></b>	=	0.28	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	<b>σ<sub>cp</sub></b>	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto a taglio	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	751	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub>/V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>0.38</b>	

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Angolo dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento	<b>a</b>	=	<b>90</b>	°
Diametro dei ferri trasversali resistenti a taglio	<b>Ø<sub>sw</sub></b>	=	<b>14</b>	mm
Bracci dei ferri a taglio sulla sezione trasversale	<b>n<sub>sw</sub></b>	=	<b>2.5</b>	
Area dell'armatura trasversale	<b>A<sub>sw</sub></b>	=	385	mm <sup>2</sup>
Interasse tra due armature trasversali consecutive	<b>s</b>	=	<b>200</b>	mm
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	<b>Θ</b>	=	21.80	°
Tensione media di compressione nella sezione	<b>σ<sub>cp</sub></b>	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	<b>α<sub>c</sub></b>	=	1.00	
Resistenza di progetto a "taglio trazione"	<b>V<sub>Rsd</sub></b>	=	4576	kN
Resistenza di progetto a "taglio compressione"	<b>V<sub>Rcd</sub></b>	=	7291	kN
Resistenza di progetto a taglio	<b>V<sub>Rd</sub></b>	=	4576	kN
<b>Fattore di sicurezza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub>/V<sub>Ed</sub></b>	=	<b>2.28</b>	

In entrambe le direzioni si utilizzano spilli a taglio Ø14/20/40.

#### 12.4.4.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

##### **DIREZIONE X**

##### **VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO**

##### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

##### Descrizione dell'armatura normale

5 Ø26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso  
5 Ø20 mm posizionati a 10.6 cm da intradosso  
5 Ø20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 5796.2 (mm<sup>2</sup>) a 85.2 cm da intrad.

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	242 di 342
			Data 10/2023	

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### Condizione di carico 1

Momento = 2886.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 50.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.63 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 254.90 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 51.9 (cm)  
Braccio di leva interno = 275.9 (cm)

#### Condizione di carico 2

Momento = -98.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.17 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 21.85 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 30.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 285.8 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 2009.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.54 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 173.67 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 53.0 (cm)  
Braccio di leva interno = 276.1 (cm)

#### Condizione di carico 4

Momento = -61.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.11 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 13.60 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 30.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 285.8 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 1792.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 1.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.27 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 154.99 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 53.0 (cm)  
Braccio di leva interno = 276.0 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -57.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.10 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 12.71 (N/mm<sup>2</sup>)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	243 di 342
			Data 10/2023	

Distanza asse neutro da lembo compresso = 30.8 (cm)  
Braccio di leva interno = 285.8 (cm)

## **DIREZIONE Y**

### **VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO**

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

#### Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi$ 26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
5  $\phi$ 20 mm posizionati a 13.2 cm da intradosso  
5  $\phi$ 20 mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 5796.2 (mm<sup>2</sup>) a 86.6 cm da intrad.

#### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### Condizione di carico 1

Momento = 2520.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.23 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 220.12 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 52.7 (cm)  
Braccio di leva interno = 274.4 (cm)

#### Condizione di carico 2

Momento = -115.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 4.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.20 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 27.11 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 29.6 (cm)  
Braccio di leva interno = 282.3 (cm)

#### Condizione di carico 3

Momento = 1997.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.56 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 174.44 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 52.7 (cm)  
Braccio di leva interno = 274.4 (cm)

#### Condizione di carico 4

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	244 di 342
			Data 10/2023	

Momento = -62.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.11 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 13.96 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 31.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 283.1 (cm)

#### Condizione di carico 5

Momento = 1791.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.30 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 156.44 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 52.7 (cm)  
Braccio di leva interno = 274.4 (cm)

#### Condizione di carico 6

Momento = -57.0 (KN.m)  
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.10 (N/mm<sup>2</sup>)  
Trazione massima nell'acciaio = 12.83 (N/mm<sup>2</sup>)  
Distanza asse neutro da lembo compresso = 31.1 (cm)  
Braccio di leva interno = 283.1 (cm)

### 12.4.4.4 Verifiche a Stato Limite di fessurazione

#### **DIREZIONE X**

##### Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
h2 300.0 b3 100.0

##### Descrizione dell'armatura normale

5 ø26 mm posizionati a 5.3 cm da intradosso  
5 ø20 mm posizionati a 10.6 cm da intradosso  
5 ø20 mm posizionati a 295.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 5796.2 (mm<sup>2</sup>) a 85.2 cm da intrad.

##### Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

#### **VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO**

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94$  (N/mm<sup>2</sup>)  
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45$  (N/mm<sup>2</sup>)

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto M = 2009.00 (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	245 di 342
			Data 10/2023	

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 30811.47 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1629116.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.71 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3994.04 \text{ (KN.m)} > 2009.00$

condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = -61.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 30811.47 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1592488.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.71 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3904.24 \text{ (KN.m)} > -61.00$

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = 1792.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 1.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 30811.47 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1629116.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 3.141E-04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.71 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3993.52 \text{ (KN.m)} > 1792.00$

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = -57.00 \text{ (KN.m)}$   
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00 \text{ (KN)}$

verifica su sezione di prima fase  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $A_{omog} = 30811.47 \text{ (cm}^2\text{)} ; W_{omog} = 1592488.00 \text{ (cm}^3\text{)}$   
 $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 $(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.71 \text{ cm})$   
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3904.24 \text{ (KN.m)} > -57.00$

## DIREZIONE Y

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0  
b2 300.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5  $\phi$ 26 mm posizionati a 7.9 cm da intradosso  
5  $\phi$ 20 mm posizionati a 13.2 cm da intradosso  
5  $\phi$ 20 mm posizionati a 293.0 cm da intradosso

Area armatura normale = 5796.2 (mm<sup>2</sup>) a 86.6 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

### VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
tensione di formazione della fessura  $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	A	246 di 342
			Data 10/2023	

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = 1997.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30811.47$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1624962.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.67$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3983.85$  (KN.m) > 1997.00

condizione di carico n. 4 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto  $M = -62.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30811.47$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1589183.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.67$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3896.13$  (KN.m) > -62.00

condizione di carico n. 5 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = 1791.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30811.47$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1624962.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad intradosso da sforzo assiale  $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.67$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 3983.85$  (KN.m) > 1791.00

condizione di carico n. 6 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto  $M = -57.00$  (KN.m)  
Sforzo assiale di progetto  $N = 0.00$  (KN)

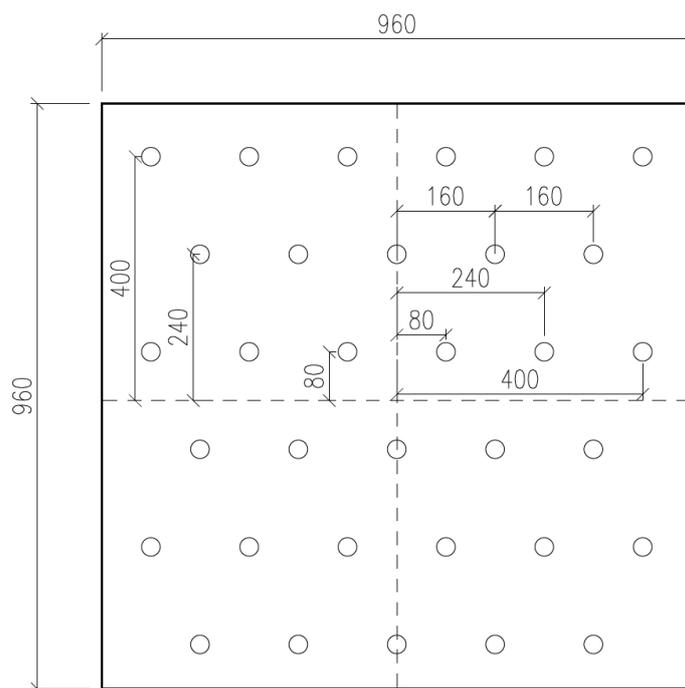
verifica su sezione di prima fase  $A_{omog} = 30811.47$  (cm<sup>2</sup>) ;  $W_{omog} = 1589183.00$  (cm<sup>3</sup>)  
tensione ad estradosso da sforzo assiale  $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$  (N/mm<sup>2</sup>)  
( $e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.67$  cm )  
momento di formazione della fessura  $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -3896.13$  (KN.m) > -57.00

### 13 VERIFICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Nel presente capitolo è riportato il dimensionamento dei pali di fondazioni delle pile del Viadotto Sieve 2. Nella seguente tabella sono riassunte le caratteristiche di tali fondazioni, mentre nelle seguenti figure è mostrata la disposizione dei pali. Si noti che per la pila 1 è previsto l'utilizzo di micropali, in quanto la quota di imposta di quest'ultima raggiunge il livello del substrato roccioso PLO, all'interno del quale la realizzazione di pali di grande diametro risulterebbe difficoltosa dal punto di vista operativo.

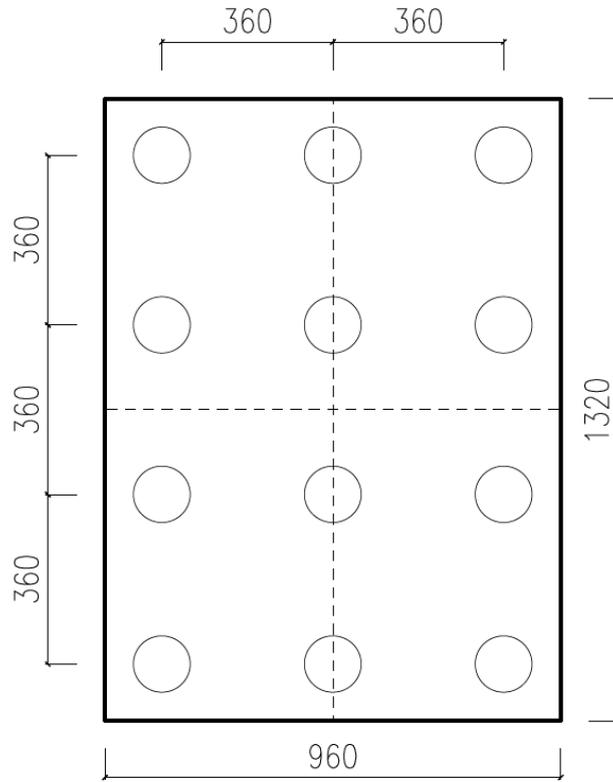
N° pila	Tipologia dei pali di fondazione	Numero	D [m]	L [m]
1	micropali	33	0.3	10
2	Pali trivellati	12	1.2	8
3	Pali trivellati	12	1.2	10
4	Pali trivellati	18	1.2	10
5	Pali trivellati	9	1.2	13
6	Pali trivellati	9	1.2	12

#### Fondazione Pila 1

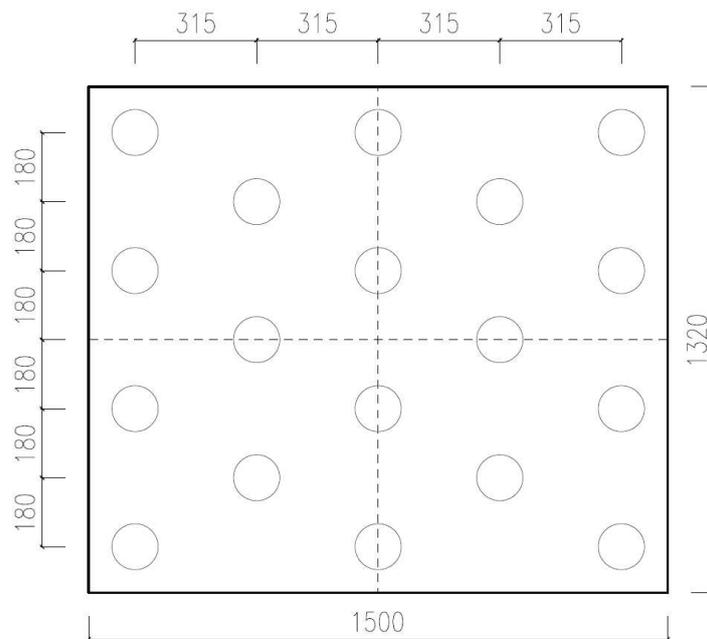


CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>CITIZIA</b> <small>RICERCA VALUTA AMBIENTE</small>	 <b>sinergo</b>	 <b>D_VA</b> <small>DVisionArchitecture</small>	REV. <b>A</b>	FOGLIO 248 di 342
	Data <b>10/2023</b>						

### Fondazioni Pila 2 e Pila 3

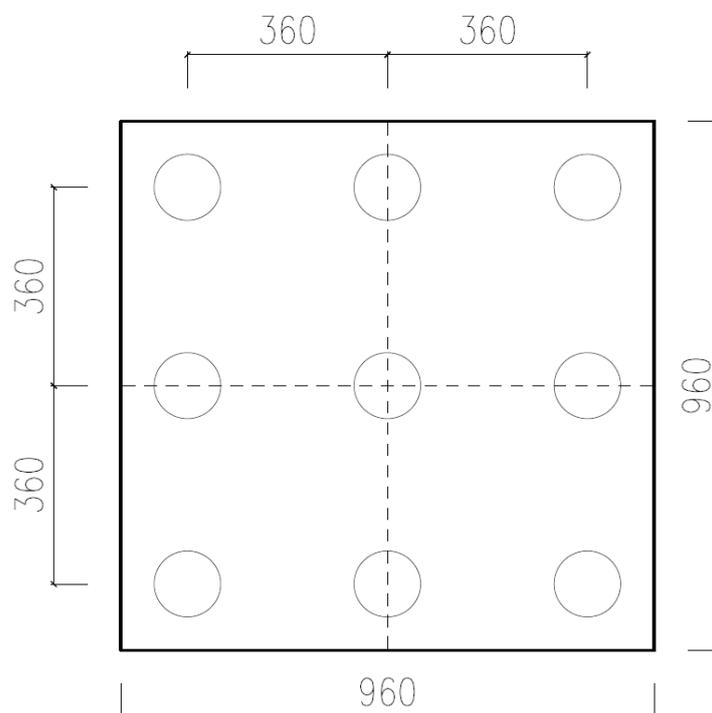


### Fondazione Pila 4



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>CITIZIA</b> RICERCA VALUTA AMBIENTE s.r.l.	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

## Fondazioni Pila 5 e Pila 6



### 13.1 Verifica agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
  - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Ad eccezione della stabilità globale, le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle mostrate nel seguito.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 250 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

### Azioni (coefficienti A):

La seguente tabella riporta i fattori di sicurezza parziali da applicare alle azioni nelle diverse combinazioni di carico.

carichi	effetto	coefficiente parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3

## 13.2 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati in tabella.

Tipologia di palo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
Resistenza	R3	R3	R3
Base $\gamma_b$	1.15	1.35	1.3
Laterale in compressione $\gamma_s$	1.15	1.15	1.15
Laterale in trazione $\gamma_{st}$	1.25	1.25	1.25

## 13.3 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Il valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza trasversale si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando il coefficiente parziale  $\gamma_R$  riportato in tabella.

<b>Coefficiente parziale (R3)</b>	$\gamma_t = 1.3$
-----------------------------------	------------------

## 13.4 Condizioni sismiche

Le verifiche di capacità portante dei pali in presenza di azioni sismiche consistono nel confronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione  $E_d \leq R_d$  ponendo unitari i coefficienti amplificativi delle azioni e dei materiali e considerando i medesimi coefficienti di cui ai paragrafi 13.2 e 13.3 per le resistenze.

## 13.5 Capacità portante dei pali di fondazione

Nel seguito si riporta la procedura utilizzata per il calcolo della capacità portante verticale e orizzontale dei pali di fondazione.

### 13.5.1 Capacità portante verticale

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato considerando, cautelativamente, la sola porzione di palo immerso nel substrato roccioso (formazione PLO).

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  EITRIMA s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	A	251 di 342
			Data 10/2023	

Relativamente al contributo resistente di calcolo laterale del palo  $R_{c,k}$ , quest'ultimo è stato valutato moltiplicando l'area laterale della porzione di palo immerso in roccia per un valore di aderenza laterale  $\tau_k$  assunto pari a 450 kPa.

La capacità portante di base  $R_{b,k}$  è stata valutata, come suggerito in letteratura (H.G. Poulos and E.H. Davis "Analisi e progettazione di fondazioni su Pali"), considerando il valore minimo fra la tensione resistente di compressione della roccia intatta  $\sigma_{ci}$  e la tensione di resistenza a rottura del calcestruzzo e moltiplicando tale valore per l'area di base del palo.

La capacità portante ultima totale dei pali è stata valutata mediante la seguente espressione:

$$R_k = R_{c,k} + R_{b,k} - W$$

dove:

- $R_{c,k}$  capacità portante caratteristica per attrito laterale
- $R_{b,k}$  capacità portante caratteristica di punta
- $W$  peso del palo

La vigente normativa prevede di calcolare le resistenze caratteristiche  $R_{c,k}$  e  $R_{b,k}$  sopra menzionate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute considerando i parametri medi e minimi dei terreni, e opportunamente fattorizzate:

$$R_{c/b,k} = \min \left( R_{cal,media} / \xi_3 ; R_{cal,min} / \xi_4 \right)$$

I coefficienti  $\xi$ , viceversa, assumono i valori riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali indagate:

numero verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
$\xi_4$	1.7	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Data la presenza di una sola verticale di indagine per fondazione, è stato utilizzato un valore del fattore  $\xi$  pari a 1.7 (uguale sia per i parametri minimi che per i medi).

La capacità portante di progetto del singolo palo è stata valutata fattorizzando la capacità portante laterale  $R_{c,k}$  e la capacità portante di base  $R_{b,k}$  mediante i rispettivi coefficienti  $\gamma_{R3}$  per pali di tipo trivellato, definiti in precedenza.

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_s \quad \text{Capacità portante di progetto per attrito laterale in compressione}$$

$$R_{t,d} = R_{c,k} / \gamma_{st} \quad \text{Capacità portante di progetto per attrito laterale in trazione}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b \quad \text{Capacità portante di progetto di punta}$$

$$N_{Rd,c} = R_{c,d} + R_{b,d} - W \cdot \gamma_G \quad \text{Resistenza di progetto in compressione}$$

$$N_{Rd,t} = R_{t,d} + W \cdot \gamma_G \quad \text{Resistenza di progetto in trazione}$$

Dove  $W$  rappresenta il peso del palo.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 252 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

Per il calcolo della capacità portante a compressione, il coefficiente parziale amplificativo del peso del palo ( $\gamma_G$ ) è stato assunto pari ad 1.3 nelle combinazioni STR e GEO e pari ad 1 nella combinazione SLV.

Per il calcolo della capacità portante a trazione  $N_{Rd,t}$  il coefficiente  $\gamma_G$  è stato assunto unitario in tutte le combinazioni.

Per la valutazione della capacità portante verticale dei micropali è stato considerato il solo contributo resistente laterale, valutato in modo analogo ai pali.

La verifica di capacità portante verticale risulta soddisfatta quando valgono le seguenti disequazioni:

- in caso di palo soggetto ad azione di compressione

$$N_{Rd,c} \geq |N_{Ed}|$$

- in caso di palo soggetto ad azione di trazione

$$N_{Rd,t} \geq |N_{Ed}|$$

dove  $N_{Rd,c}$  e  $N_{Rd,t}$  sono rispettivamente le resistenze di progetto a compressione e a trazione del palo mentre  $N_{Ed}$  è l'azione assiale sollecitante in testa al palo.

### 13.5.2 Capacità portante orizzontale

La verifica di capacità portante orizzontale è stata effettuata, mediante lo svolgimento di un'analisi numerica, con l'ausilio del software Flac 3D, atta allo studio di un singolo palo soggetto a un carico orizzontale in testa. Tale carico è stato definito, come meglio descritto nel seguito, considerando il valore del massimo taglio trasmesso dalla fondazione alla testa del micropalo (considerando tutte le possibili combinazioni di carico studiate per il dimensionamento della struttura della pila) e amplificandolo per i coefficienti di normativa  $\xi = 1.7$  e  $\gamma_R = 1.3$ .

La verifica risulta soddisfatta nel momento in cui, modellando gli elementi strutturali che costituiscono il palo mediante un legame costitutivo elastico – perfettamente plastico e fissando il valore del momento plastico pari al valore momento resistente di progetto del palo, l'analisi numerica raggiunge la convergenza.

La convergenza dell'analisi risulta possibile nel momento in cui non si verificano i seguenti meccanismi di rottura:

- Meccanismo di palo corto: il palo trasla rigidamente;
- Meccanismo di palo intermedio: si genera una cerniera plastica in testa al palo e quest'ultimo ruota rigidamente;
- Meccanismo di palo lungo: si generano due cerniere plastiche (di cui una in testa al palo) e lo spezzone di palo compreso tra esse ruota rigidamente.

## 13.6 **Valutazione delle azioni nei pali di fondazione**

Le azioni su ciascun palo di fondazione vengono valutate sotto le ipotesi di:

- platea rigida;
- vincolo di incastro tra pali e platea;
- interazione fra i pali trascurabile (in quanto disposti a una distanza misurata con riferimento all'asse del palo pari ad almeno tre volte il diametro, come suggerito in letteratura);
- rotazione della platea e della testa dei pali impedita.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	253 di 342
			Data 10/2023	

### 13.6.1 Procedura di calcolo

Per definire le azioni nei pali è stata seguita la seguente procedura di calcolo:

1. Sono state considerate tutte le combinazioni di carico ottenute dallo studio delle pile. In particolare, le sollecitazioni alla base della fondazione sono fornite nelle seguenti sei componenti: carico verticale, taglio e momento flettente nelle direzioni x e y e momento torcente. Mediante le formulazioni analitiche semplificate di seguito riportate è possibile calcolare le massime sollecitazioni in testa ai pali in termini di azione assiale e taglio e definire di conseguenza le combinazioni di carico dimensionanti.

Tali combinazioni sono quelle che massimizzano rispettivamente l'azione assiale e il taglio.

$$N_i = \frac{N}{n} + \left[ \frac{(M_x + \sum M_{tix}) \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \right] - \left[ \frac{(M_y + \sum M_{tiy}) \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \right]$$

$$V_{x,i} = \frac{V_x}{n}$$

$$V_{y,i} = \frac{V_y}{n}$$

Dove, considerando un sistema di riferimento XYZ destrorso avente origine nel baricentro della palificata, asse x longitudinale al viadotto, asse y trasversale al viadotto e asse z rivolto verso l'alto, risultano:

- n, numero di pali;
  - N, azione assiale all'intradosso della platea di fondazione;
  - $M_x$ , momento sulla palificata attorno all'asse x;
  - $M_y$ , momento sulla palificata attorno all'asse y;
  - $M_{tix}$ , momento in testa all'i-esimo palo attorno all'asse x;
  - $M_{tiy}$ , momento in testa all'i-esimo palo attorno all'asse y;
  - $x_i$ , distanza dall'asse y baricentrico della palificata;
  - $y_i$ , distanza dall'asse x baricentrico della palificata;
  - $V_x$ , taglio sulla palificata in direzione x;
  - $V_y$ , taglio sulla palificata in direzione y;
  - $V_{x,i}$ , taglio in testa all'i-esimo palo in direzione x;
  - $V_{y,i}$ , taglio in testa all'i-esimo palo in direzione y.
2. Per definire le componenti del momento flettente in testa al singolo palo ( $M_{tix}$  e  $M_{tiy}$ ) utilizzate nell'espressione per il calcolo di  $N_i$ , di cui al punto precedente, e per ottenere l'andamento delle sollecitazioni (momento flettente e taglio) lungo lo sviluppo del palo, sono state effettuate delle analisi numeriche con l'ausilio del software Flac 3D, studiando il singolo palo caricato in testa dalla forza di taglio precedentemente ricavata. In particolare:
    - a. Per ottenere le azioni in testa ai pali  $N_i$ , necessarie sia per effettuare le verifiche di capacità portante verticale dei pali, sia per dimensionare strutturalmente le platee di fondazione, nelle analisi Flac è stato considerato un carico orizzontale in testa al palo pari all'azione di taglio ricavata dalla combinazione di carico che fornisce la massima azione assiale in testa al palo; quest'ultima ottenuta senza considerare il rispettivo contributo aggiuntivo dovuto al vincolo di incastro che genera un momento flettente in testa al palo.
    - b. Per valutare le sollecitazioni lungo il fusto del palo, nelle analisi numeriche, è stato considerato un carico orizzontale in testa al palo pari alla massima azione di taglio ottenuta considerando tutte le possibili combinazioni di carico sulla platea.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 254 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023		

3. Per effettuare la verifica geotecnica di capacità portante orizzontale, nelle analisi numeriche è stato considerato il carico in testa al palo di cui al precedente punto b amplificandolo per i coefficienti di normativa di cui al Paragrafo 13.5.2.

## 13.7 Analisi numeriche – fondazioni su pali di grande diametro

Nel seguito sono riportati i dati di input e i risultati delle analisi numeriche nonché le verifiche geotecniche e strutturali validi per i pali di fondazione delle pile 2, 3, 4, 5 e 6 del Viadotto Sieve 2

### 13.7.1 Configurazioni di studio e dati di input delle analisi

In Appendice, al Capitolo 15, sono riportate tutte le combinazioni di carico ottenute dallo studio di ciascuna delle pile del Viadotto Sieve 2, agenti all'intradosso delle rispettive platee di fondazione.

Le analisi sono state svolte considerando, cautelativamente, gli scarichi sulla pila 2, la quale risulta maggiormente caricata, e la stratigrafia della pila 5, dove è presente uno spessore dello strato superficiale della formazione bn (depositi alluvionali terrazzati) maggiormente elevato.

Con riferimento alle tabelle riportate in Appendice, al Capitolo 15, le due configurazioni di carico all'intradosso del plinto di fondazione considerate nelle analisi numeriche risultano essere la numero 113 (che massimizza il carico verticale) e la numero 301 (che massimizza il taglio in testa al palo).

Combinazione numero	Output case	Tx	Ty	N	Mx	My	Mt
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
113	SLUS-07p	3247	804	29258	18462	86025	864
301	SLUS-03p	4490	925	25977	-2775	13469	1218

Di seguito si riportano le indicazioni sulla stratigrafia di calcolo utilizzata nelle analisi.

Formazione	z [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	$\phi$ [deg]	E [MPa]
bn	5.5	18	21	5	35	31
PLO-alt	7	25	25	84	52	436
PLO	-	25	25	213	57	1301

Nella tabella la profondità z è misurata a partire dalla quota di intradosso della platea di fondazione.

Nelle analisi è stato considerato un sovraccarico pari a 90 kPa, dovuto alla presenza di circa 5 m di terreno (formazione bn con  $\gamma_n = 18$  kN/m<sup>3</sup>) al di sopra della quota di imposta dei pali.

La falda è stata considerata alla quota di imposta dei pali.

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche del palo considerate nelle analisi.

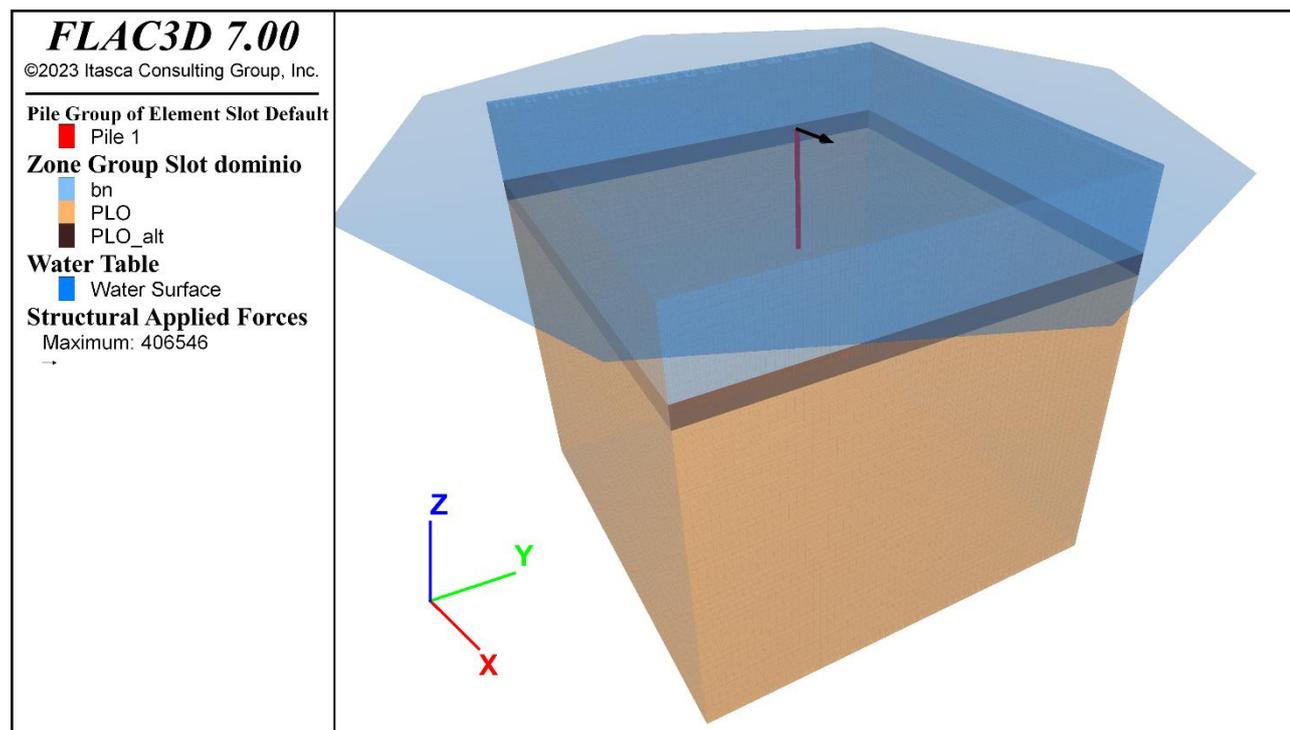
Dimetro [m]	1.2
Momento di inerzia x [m <sup>4</sup> ]	0.1018
Momento di inerzia y [m <sup>4</sup> ]	0.1018
Momento di inerzia polare [m <sup>4</sup> ]	0.2036
Lunghezza [m]	8
Rigidezza dell'interfaccia - molle ortogonali [N/m <sup>2</sup> ]	1.00E+10
Rigidezza dell'interfaccia - molle tangenziali [N/m <sup>2</sup> ]	1.00E+10
Momento plastico [kNm]	2500

Di seguito si riporta un'immagine con la vista del modello di calcolo realizzato con il software Flac 3D.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>STREVA</b> s.r.l. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

Il modello numerico presenta una geometria cubica con lato 30 m e gli elementi della mesh sono anch'essi cubici con lato 0.5 m.

In sommità al palo è applicato un vincolo che impedisce la rotazione, in tal modo è possibile simulare l'incastro fra la testa del palo e la platea di fondazione.



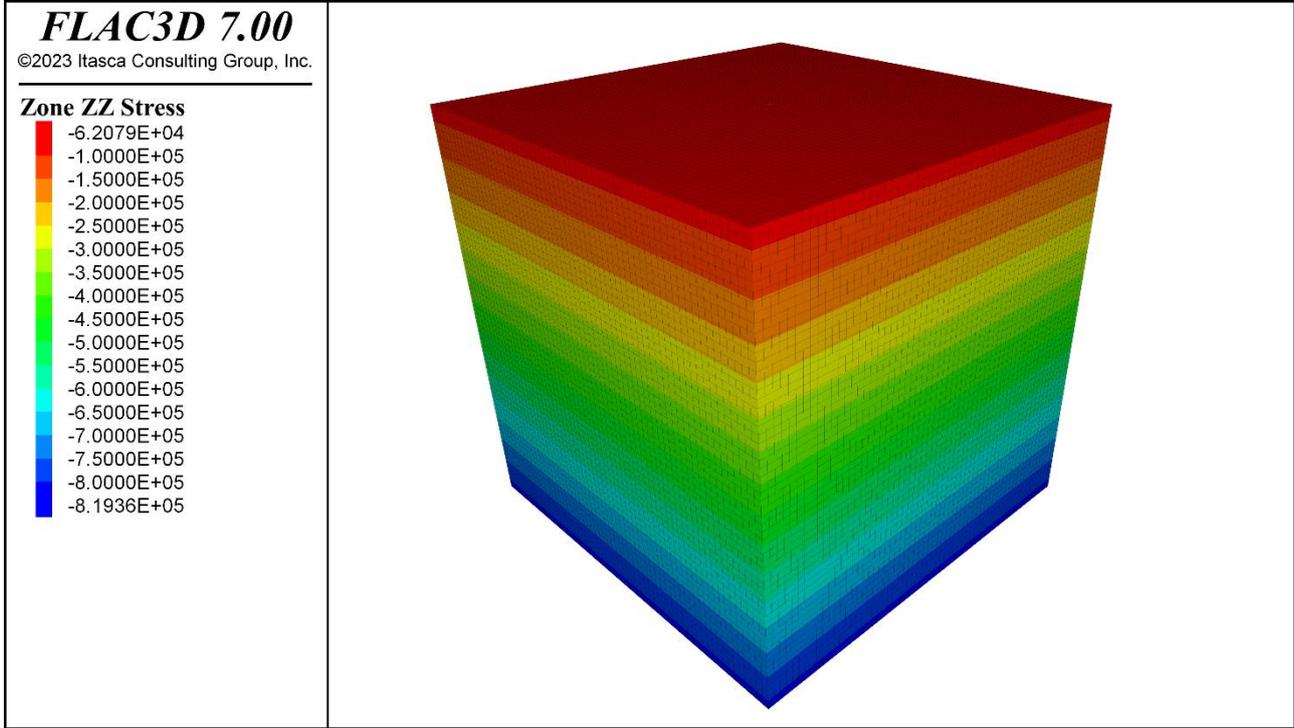
### 13.7.2 Risultati delle analisi numeriche

Considerando le combinazioni di carico identificate al paragrafo precedente, sono state effettuate le analisi considerando le seguenti tre configurazioni di carico orizzontale in testa al palo:

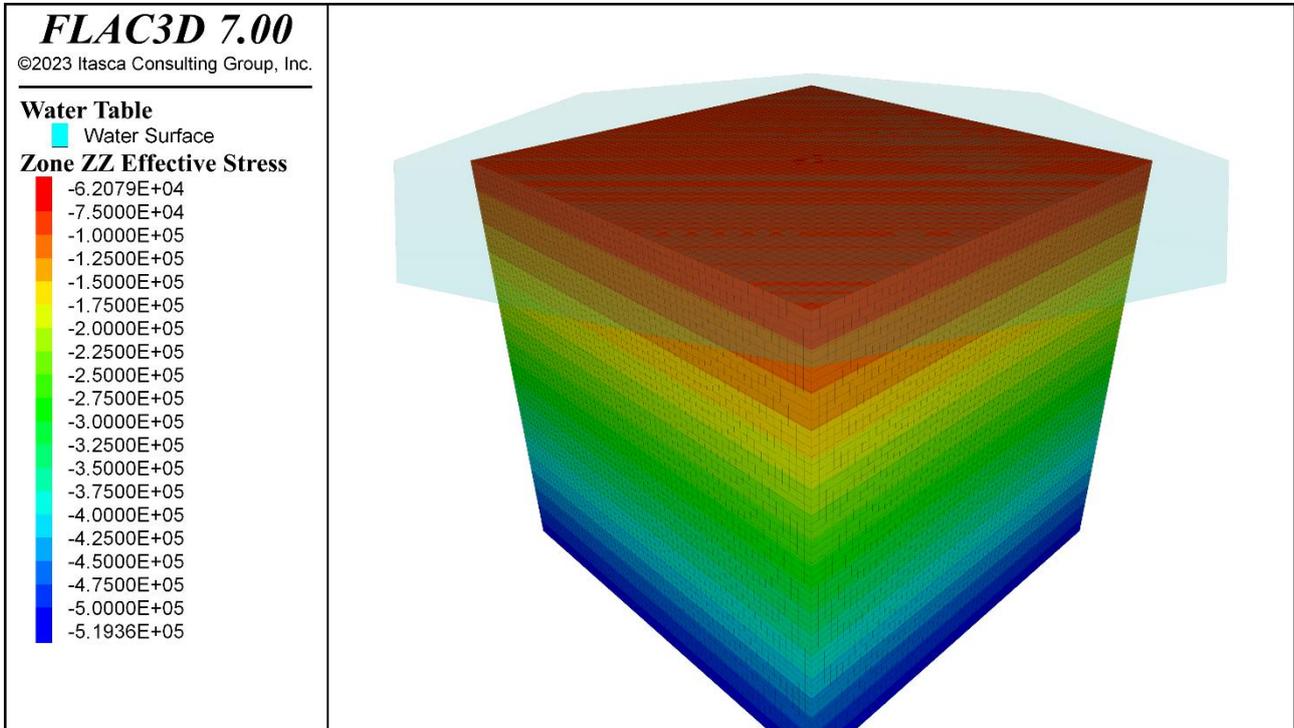
1. Taglio in testa al palo ricavato dalla combinazione 113, che massimizza l'azione assiale in testa al palo:  $T_N = 291.6 \text{ kN}$  ( $T_{x,N} = 286 \text{ kN}$ ;  $T_{y,N} = 57 \text{ kN}$ ).
2. Taglio massimo in testa al palo per effettuare le verifiche strutturali, fornito dalla combinazione 301:  $T_{max} = 406.5 \text{ kN}$  ( $T_{x,max} = 396 \text{ kN}$ ;  $T_{y,max} = 92 \text{ kN}$ ).
3. Taglio in testa al palo per effettuare la verifica geotecnica a capacità portante orizzontale, come descritto al Paragrafo 13.5.2, ottenuto amplificando il valore del taglio massimo di cui al punto precedente:  $T_H = 898.5 \text{ kN}$  ( $T_{x,H} = 875 \text{ kN}$ ;  $T_{y,H} = 203 \text{ kN}$ ).

Di seguito si riportano le immagini dei risultati.

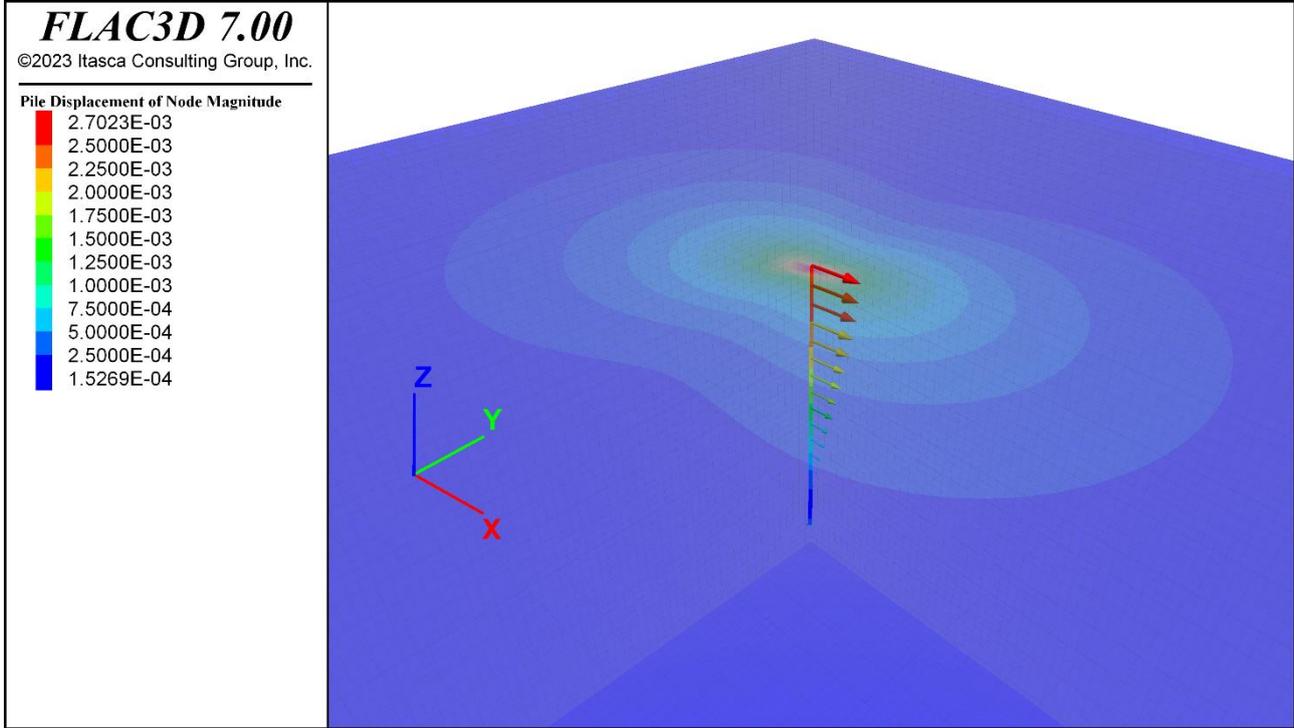
**Stato di sforzo geostatico in direzione verticale (sforzi totali)**



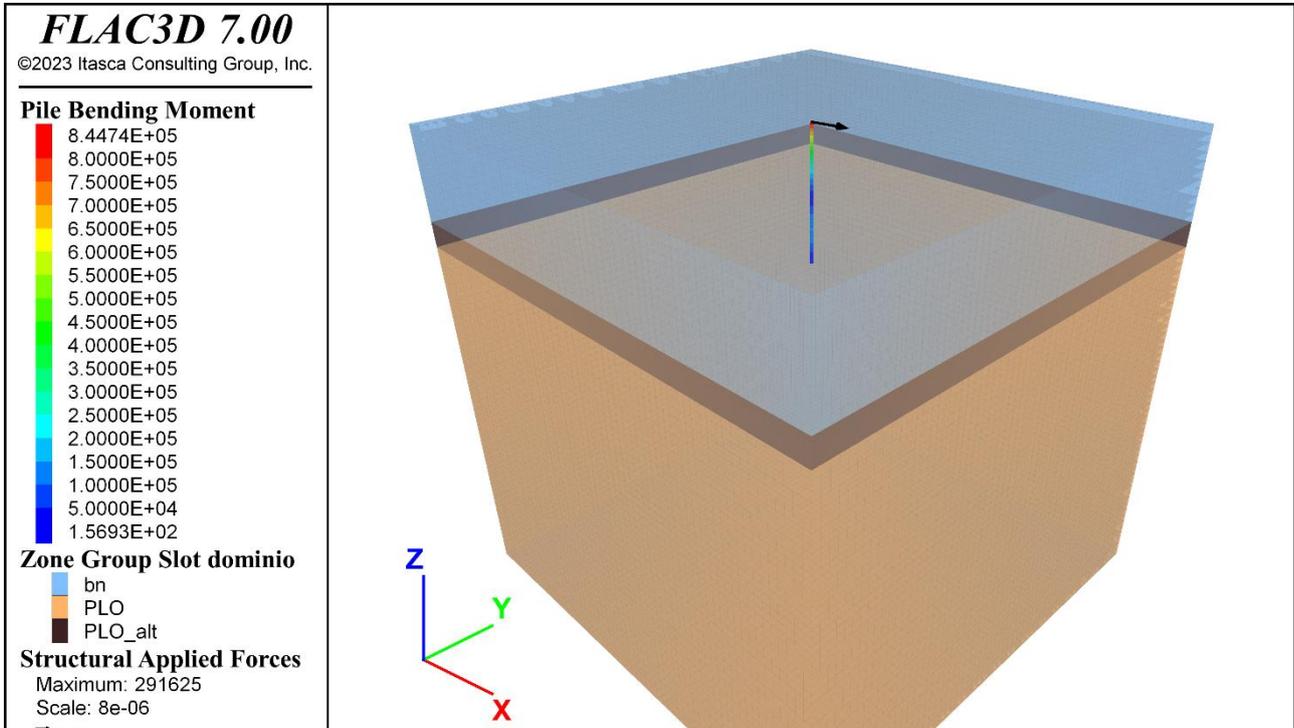
**Stato di sforzo geostatico in direzione verticale (sforzi efficaci)**



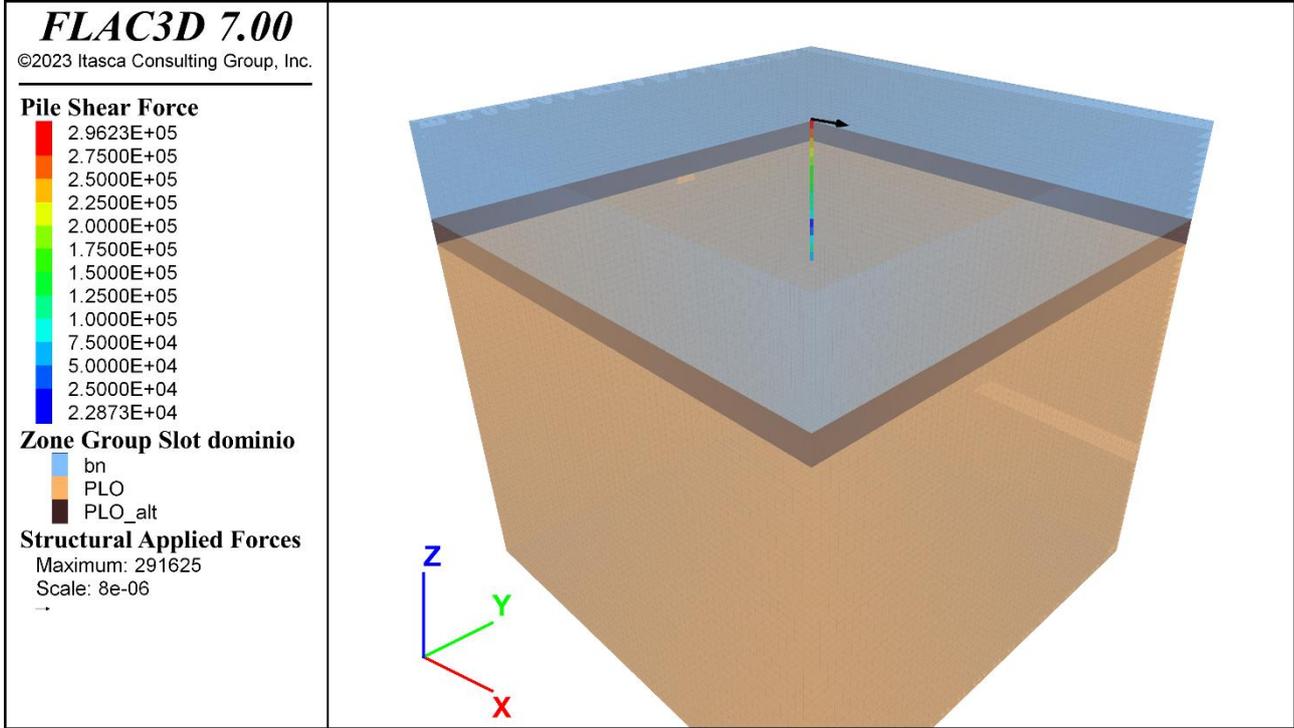
**Spostamento orizzontale del palo – Configurazione 1**



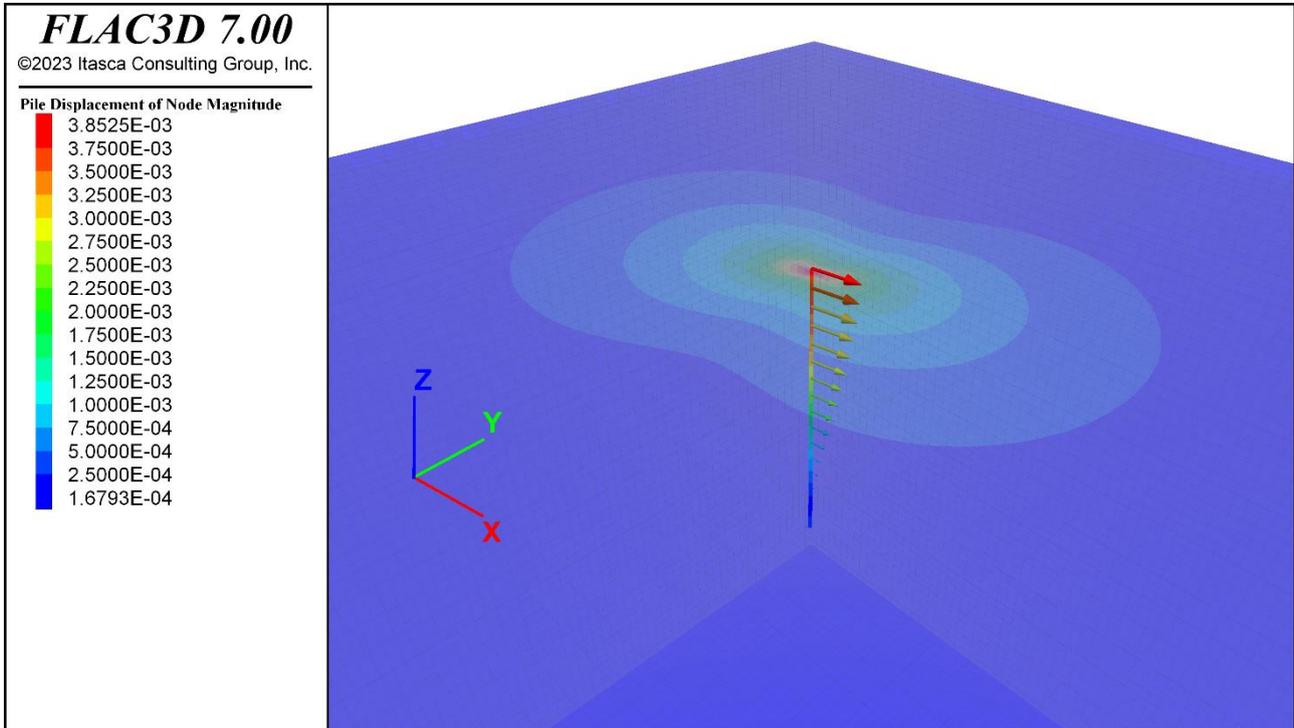
**Momento flettente nel palo – Configurazione 1**



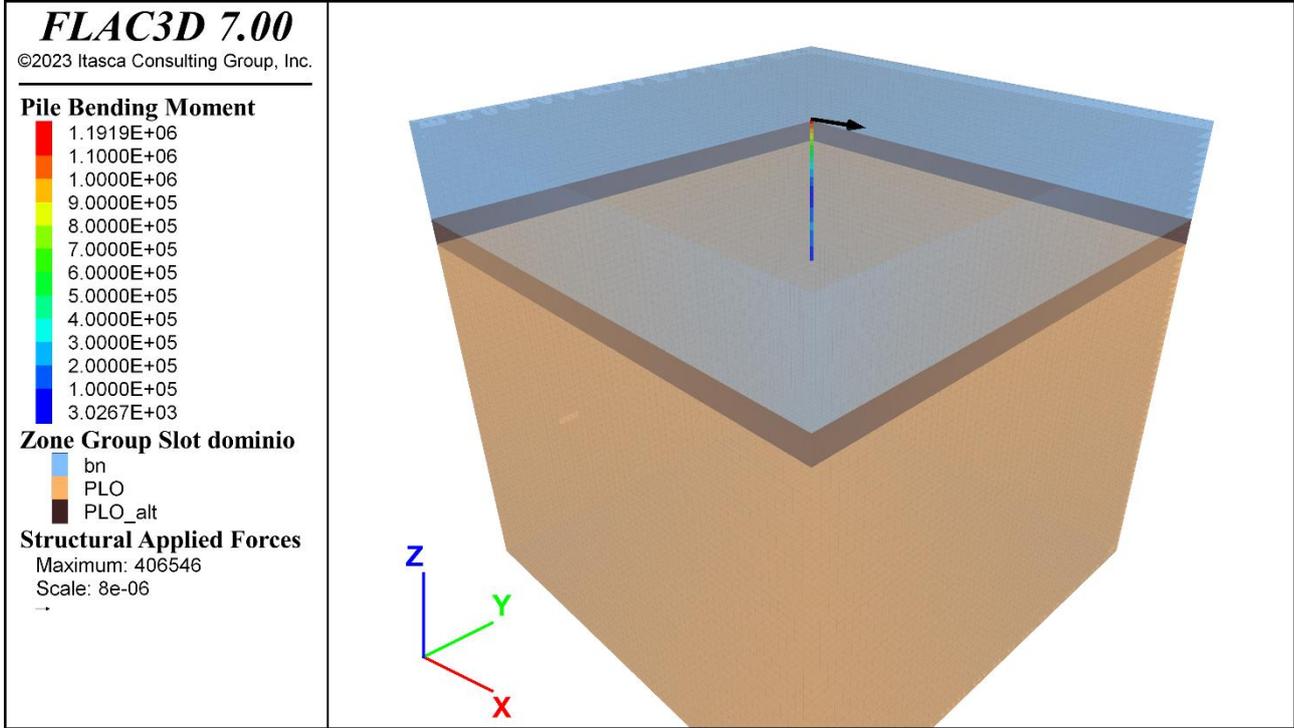
**Azione di taglio nel palo – Configurazione 1**



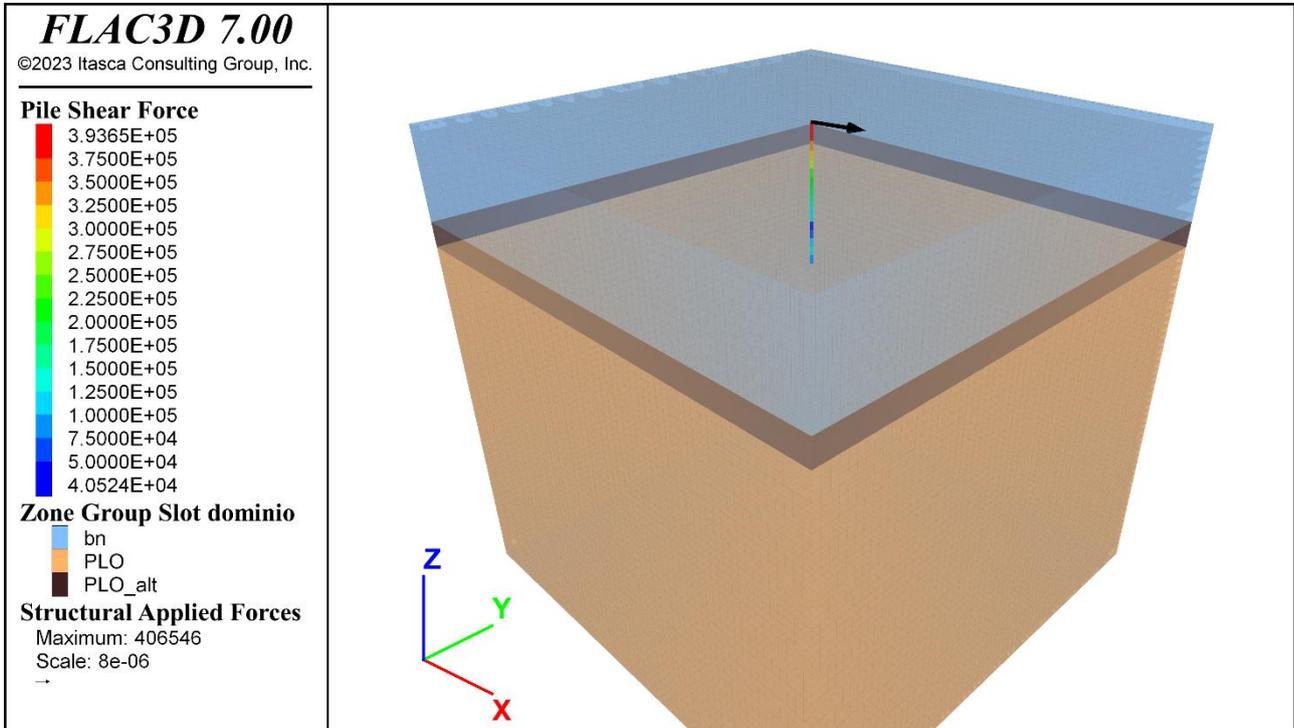
**Spostamento orizzontale del palo – Configurazione 2**



**Momento flettente nel palo – Configurazione 2**

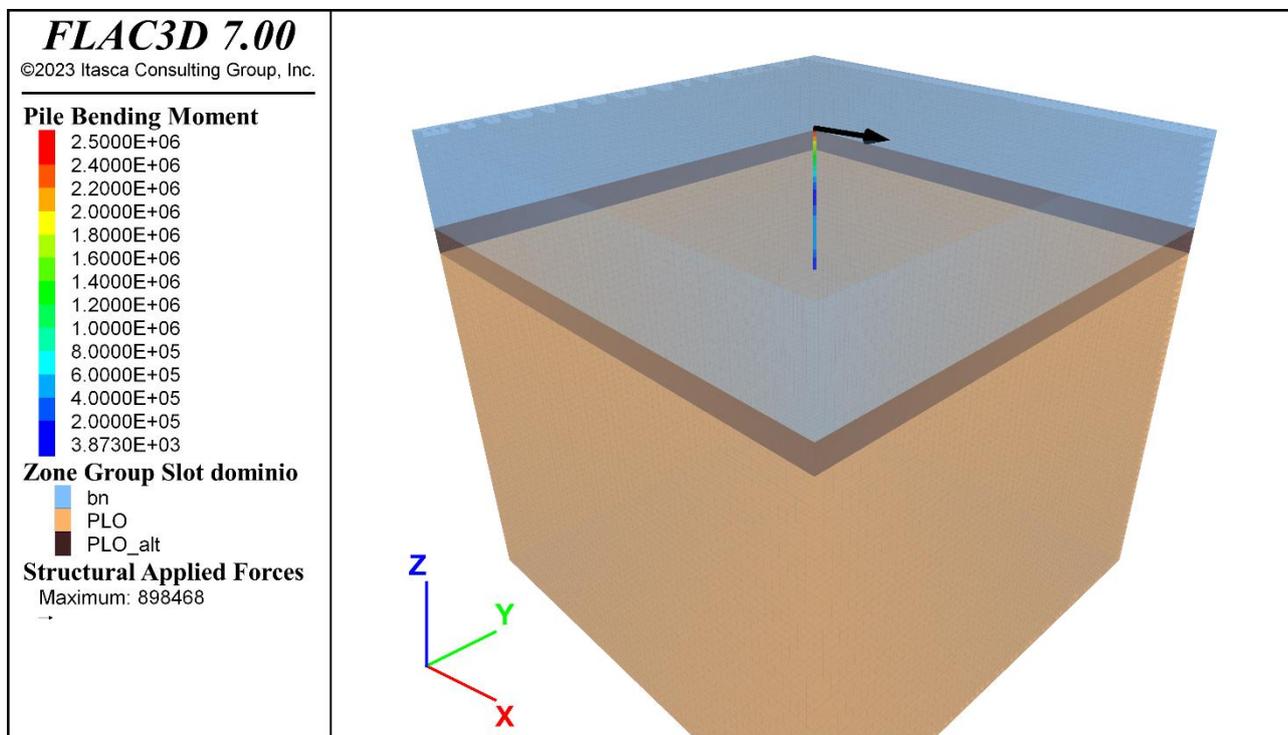


**Azione di taglio nel palo – Configurazione 2**



CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA S.p.A.</b> INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

### Momento flettente nel palo – Configurazione 3



#### 13.7.3 Definizione dei carichi verticali in testa ai pali

Seguendo la procedura di calcolo descritta al Paragrafo 13.6.1 e considerando cautelativamente il valore del momento flettente massimo in testa al palo ( $M = 1191.9 \text{ kNm}$ ) fornito dall'analisi in configurazione 2, è possibile valutare l'incremento di azione assiale da utilizzare per ottenere i carichi verticali in testa ai pali (quest'ultimi valutati a partire dalla configurazione 1 che massimizza il carico verticale).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Pile 2 e 3				Combinazione:							113
PALO	$x_i$ [m]	$y_i$ [m]	$d_i$ [m]	$V_{i,x}$ [kN]	$V_{i,y}$ [kN]	$V_{i,tot}$ [kN]	delta Mx [kNm]	delta My [kNm]	N (senza incastro in testa al palo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot
									[kN]	[kN]	[kN]
1	3.60	5.40	6.49	286	57	292	967	225	5938	416	6354
2	3.60	1.80	4.02	276	57	282	967	225	5596	201	5797
3	3.60	-1.80	4.02	265	57	271	967	225	5254	-14	5240
4	3.60	-5.40	6.49	255	57	261	967	225	4912	-229	4684
5	0.00	5.40	5.40	286	67	294	967	225	2951	322	3273
6	0.00	1.80	1.80	276	67	284	967	225	2609	107	2717
7	0.00	-1.80	1.80	265	67	274	967	225	2267	-107	2160
8	0.00	-5.40	5.40	255	67	264	967	225	1925	-322	1603
9	-3.60	5.40	6.49	286	77	297	967	225	-36	229	193
10	-3.60	1.80	4.02	276	77	286	967	225	-378	14	-364
11	-3.60	-1.80	4.02	265	77	276	967	225	-720	-201	-921
12	-3.60	-5.40	6.49	255	77	266	967	225	-1062	-416	-1478

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  MANDANTI   	REV. <b>A</b>	FOGLIO 261 di 342
		Data 10/2023	

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Pila 4				Combinazione:							113
PALO	x <sub>i</sub> [m]	y <sub>i</sub> [m]	d <sub>i</sub> [m]	V <sub>i,x</sub> [kN]	V <sub>i,y</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]	delta Mx [kNm]	delta My [kNm]	N (senza incastro in testa al palo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot [kN]
									[kN]	[kN]	
1	6.30	5.40	8.30	386	27	387	967	225	4207	449	4657
2	6.30	1.80	6.55	377	27	378	967	225	4028	195	4223
3	6.30	-1.80	6.55	368	27	369	967	225	3849	-60	3789
4	6.30	-5.40	8.30	358	27	359	967	225	3670	-314	3356
5	3.15	3.60	4.78	381	35	383	967	225	2937	288	3225
6	3.15	0.00	3.15	372	35	374	967	225	2758	34	2791
7	3.15	-3.60	4.78	363	35	365	967	225	2578	-221	2358
8	0.00	5.40	5.40	386	43	388	967	225	1846	382	2227
9	0.00	1.80	1.80	377	43	379	967	225	1666	127	1794
10	0.00	-1.80	1.80	368	43	370	967	225	1487	-127	1360
11	0.00	-5.40	5.40	358	43	361	967	225	1308	-382	926
12	-3.15	3.60	4.78	381	51	385	967	225	575	221	796
13	-3.15	0.00	3.15	372	51	376	967	225	396	-34	362
14	-3.15	-3.60	4.78	363	51	367	967	225	217	-288	-72
15	-6.30	5.40	8.30	386	59	390	967	225	-516	314	-202
16	-6.30	1.80	6.55	377	59	381	967	225	-695	60	-636
17	-6.30	-1.80	6.55	368	59	372	967	225	-875	-195	-1069
18	-6.30	-5.40	8.30	358	59	363	967	225	-1054	-449	-1503

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Pile 5 e 6				Combinazione:							113
PALO	x <sub>i</sub> [m]	y <sub>i</sub> [m]	d <sub>i</sub> [m]	V <sub>i,x</sub> [kN]	V <sub>i,y</sub> [kN]	V <sub>i,tot</sub> [kN]	delta Mx [kNm]	delta My [kNm]	N (senza incastro in testa al palo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot [kN]
									[kN]	[kN]	
1	3.60	3.60	5.09	0	133	133	-967	-225	2497	-497	2000
2	3.60	0.00	3.60	0	133	133	-967	-225	3943	-94	3849
3	3.60	-3.60	5.09	0	133	133	-967	-225	5389	309	5698
4	0.00	3.60	3.60	0	133	133	-967	-225	2497	-403	2094
5	0.00	0.00	0.00	0	133	133	-967	-225	3943	0	3943
6	0.00	-3.60	3.60	0	133	133	-967	-225	5389	403	5792
7	-3.60	3.60	5.09	0	133	133	-967	-225	2497	-309	2188
8	-3.60	0.00	3.60	0	133	133	-967	-225	3943	94	4037
9	-3.60	-3.60	5.09	0	133	133	-967	-225	5389	497	5886

### 13.7.4 Verifiche del palo

#### 13.7.4.1 Verifiche di capacità portante verticale

Considerando i risultati di cui al Paragrafo 13.7.3, il massimo carico verticale N<sub>Ed</sub> risulta essere pari a 6354 kN.

La capacità portante verticale, valutata secondo la formulazione descritta al Paragrafo 13.5.1, risulta essere (considerando il minimo valore di immorsamento del palo nello strato roccioso di 3.6 m, pari a tre volte il diametro del palo):

$$R_{c,d} = \frac{\tau_k \cdot D \cdot \pi \cdot L_{\text{immorsamento}}}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{450 \text{ kPa} \cdot 1.2 \text{ m} \cdot \pi \cdot 3.6 \text{ m}}{1.7 \cdot 1.15} = 3123.9 \text{ kN}$$

$$R_{b,d} = \frac{\sigma_{ci} \cdot D^2 \cdot \pi}{4 \cdot \xi \cdot \gamma_R} = \frac{46.5 \text{ MPa} \cdot 1.2^2 \cdot \pi}{4 \cdot 1.7 \cdot 1.35} = 22915 \text{ kN}$$

Considerando la resistenza a compressione del calcestruzzo la resistenza alla base risulta essere:

$$R_{b,cls,d} = \frac{f_{cd} \cdot D^2 \cdot \pi}{4} = \frac{18.8 \text{ MPa} \cdot 1.2^2 \cdot \pi}{4} = 21262 \text{ kN}$$

Anche considerando il peso del palo di lunghezza massima 13 m, ovvero  $W = 367.6 \text{ kN}$ , la verifica a capacità portante verticale risulta ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_{Rd,c} = 24385.9 \text{ kN} \geq 6721.6 \text{ kN} = |N_{Ed}|$$

### 13.7.4.2 Verifica di capacità portante orizzontale

La verifica a capacità portante orizzontale può essere considerata soddisfatta in quanto l'analisi numerica nella configurazione 3, che tiene conto del carico orizzontale massimo in testa al palo, amplificato per i coefficienti di normativa di riduzione delle resistenze, risulta raggiungere l'equilibrio senza che si verifichi nessuno dei cinematismi di collasso di cui al Paragrafo 13.5.2; in caso contrario, l'analisi numerica non riuscirebbe a convergere.

### 13.7.4.3 Verifiche strutturali del palo

Di seguito si riporta il calcolo del momento e del taglio resistente del palo, realizzato con calcestruzzo con classe C32/40, il quale risulta armato mediante 28  $\phi$  26 longitudinali e una spirale  $\phi$  14 con passo 30 cm.

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 28  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C30/37

ε<sub>su</sub>: 67.5 % ε<sub>c2</sub>: 2 %  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 %  
 E<sub>s</sub>: 200000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 % σ<sub>c,adm</sub>: 11.5  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6933  
 τ<sub>c1</sub>: 2.029

M<sub>xRd</sub>: 2559 kNm

σ<sub>c</sub>: -17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 %  
 ε<sub>s</sub>: 9.965 %  
 d: 110 cm  
 x: 28.59 x/d: 0.2599  
 δ: 0.7649

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE  MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI   <b>CITIZIA</b> S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	 <b>sinergo</b>	 <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	REV. <b>A</b>	FOGLIO 263 di 342
					Data 10/2023	

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018	
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 393.60 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>	
Altezza utile della sezione	$d = 860 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1080 \text{ mm}$
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>	
Diametro ferri longitudinali	$\emptyset = 26 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 28$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 14868 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l = 0.0160$
VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO	
<b>Armatura aggiuntiva resistente a taglio:</b>	
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 81^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\emptyset_{sw} = 14 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 2$
Passo in direzione asse elemento	$s = 300 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$
<b>Fattori di resistenza a compressione:</b>	
Controllo duttilità (SI = duttile)	$0.37 < 9.51 \text{ SI}$
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 22.00^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 9.41 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.00$
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd} = 807.23 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 2896.64 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	<b><math>V_{Rd} = 807.23 \text{ kN}</math></b>
<b>VERIFICA SODDISFATTA.</b>	

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto i valori resistenti di progetto di momento e taglio superano i valori sollecitanti.

## 13.8 Analisi numeriche – fondazione su micropali

Nel seguito sono riportati i dati di input e i risultati delle analisi numeriche nonché le verifiche geotecniche e strutturali validi per i micropali di fondazione della pila 1 del Viadotto Sieve 2

### 13.8.1 Configurazioni di studio e dati di input delle analisi

In Appendice, al Capitolo 15, sono riportate tutte le combinazioni di carico ottenute dallo studio di ciascuna delle pile del Viadotto Sieve 2, agenti all'intradosso delle rispettive platee di fondazione.

Con riferimento alle tabelle riportate in Appendice, al Capitolo 15, le due configurazioni di carico all'intradosso del plinto di fondazione della pila 1 considerate nelle analisi numeriche risultano essere la numero 13 (che massimizza il carico verticale) e la numero 138 (che massimizza il taglio in testa al micropalo).

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	264 di 342
			Data 10/2023	

Combinazione numero	Output case	Tx	Ty	N	Mx	My	Mt
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
13	SLUS-07p	3247	804	29258	18462	86025	864
138	SLU-07	0	1010	35305	-33598	0	0

Di seguito si riportano le indicazioni sulla stratigrafia di calcolo utilizzata nelle analisi.

Formazione	z [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	$\phi$ [deg]	E [MPa]
PLO	-	25	25	213	57	1301

Nella tabella la profondità z è misurata a partire dalla quota di intradosso della platea di fondazione.

Nelle analisi è stato considerato un sovraccarico pari a 126 kPa, dovuto alla presenza di circa 7 m di terreno (formazione bn con  $\gamma_n = 18$  kN/m<sup>3</sup>) al di sopra della quota di imposta dei micropali.

La falda è stata considerata alla quota di imposta dei micropali.

Nella seguente tabella sono riportate le caratteristiche del micropalo considerate nelle analisi.

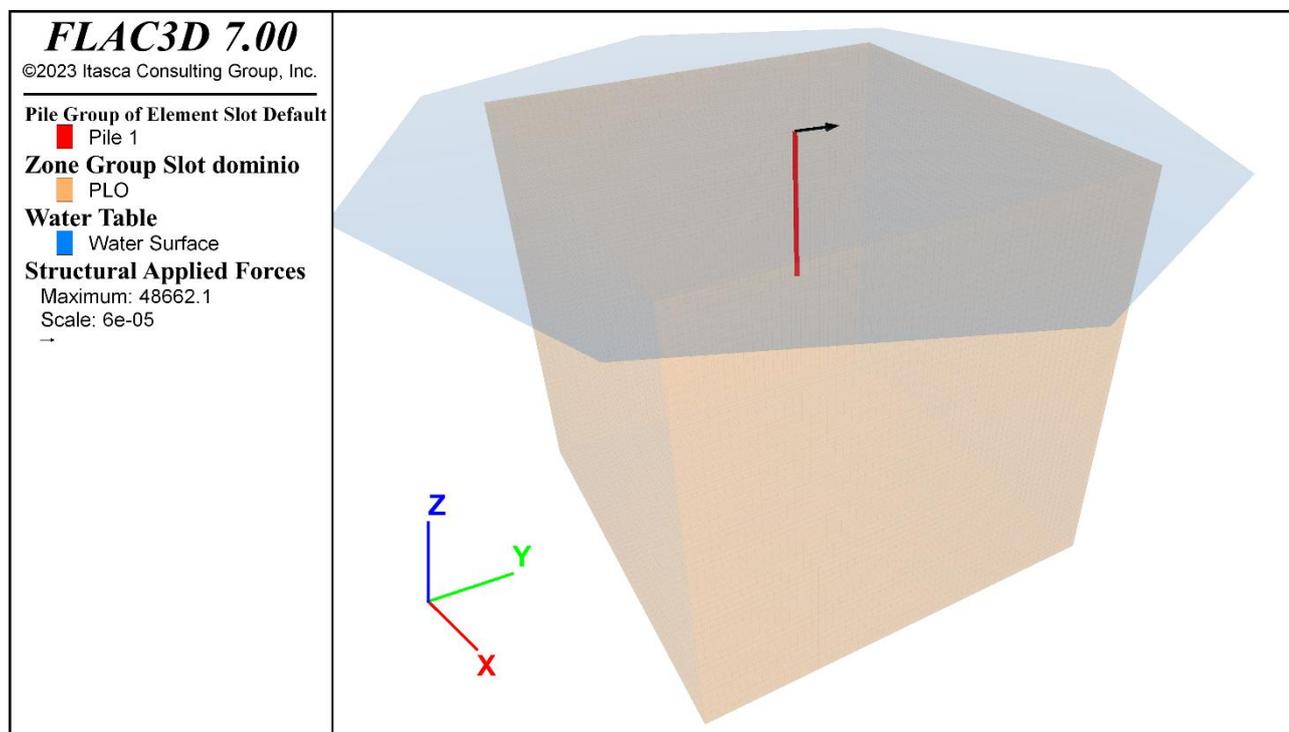
Dimetro [m]	0.3
Momento di inerzia x [m <sup>4</sup> ]	0.0004
Momento di inerzia y [m <sup>4</sup> ]	0.0004
Momento di inerzia polare [m <sup>4</sup> ]	0.0008
Lunghezza [m]	10
Rigidezza dell'interfaccia - molle ortogonali [N/m <sup>2</sup> ]	1.00E+10
Rigidezza dell'interfaccia - molle tangenziali [N/m <sup>2</sup> ]	1.00E+10
Momento plastico [kNm]	138.98

Di seguito si riporta un'immagine con la vista del modello di calcolo realizzato con il software Flac 3D.

Il modello numerico presenta una geometria cubica con lato 30 m e gli elementi della mesh sono anch'essi cubici con lato 0.5 m.

In sommità al micropalo è applicato un vincolo che impedisce la rotazione, in tal modo è possibile simulare l'incastro fra la testa del micropalo e la platea di fondazione.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 265 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>STREVA</b> s.r.l. INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE	<b>sinergo</b> <b>D_VA</b> <small>DIVISIONArchitecture</small>	
			Data 10/2023	



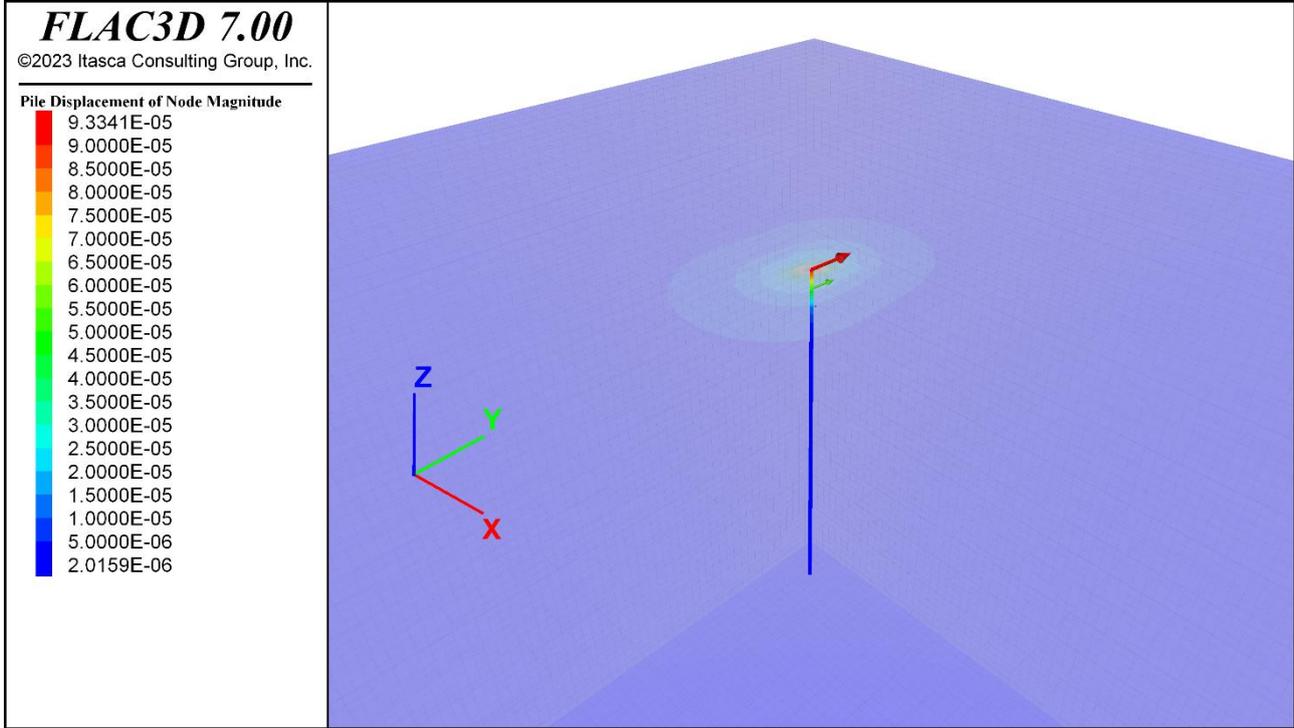
### 13.8.2 Risultati delle analisi numeriche

Considerando le combinazioni di carico identificate al paragrafo precedente, sono state effettuate le analisi considerando le seguenti tre configurazioni di carico orizzontale in testa al palo:

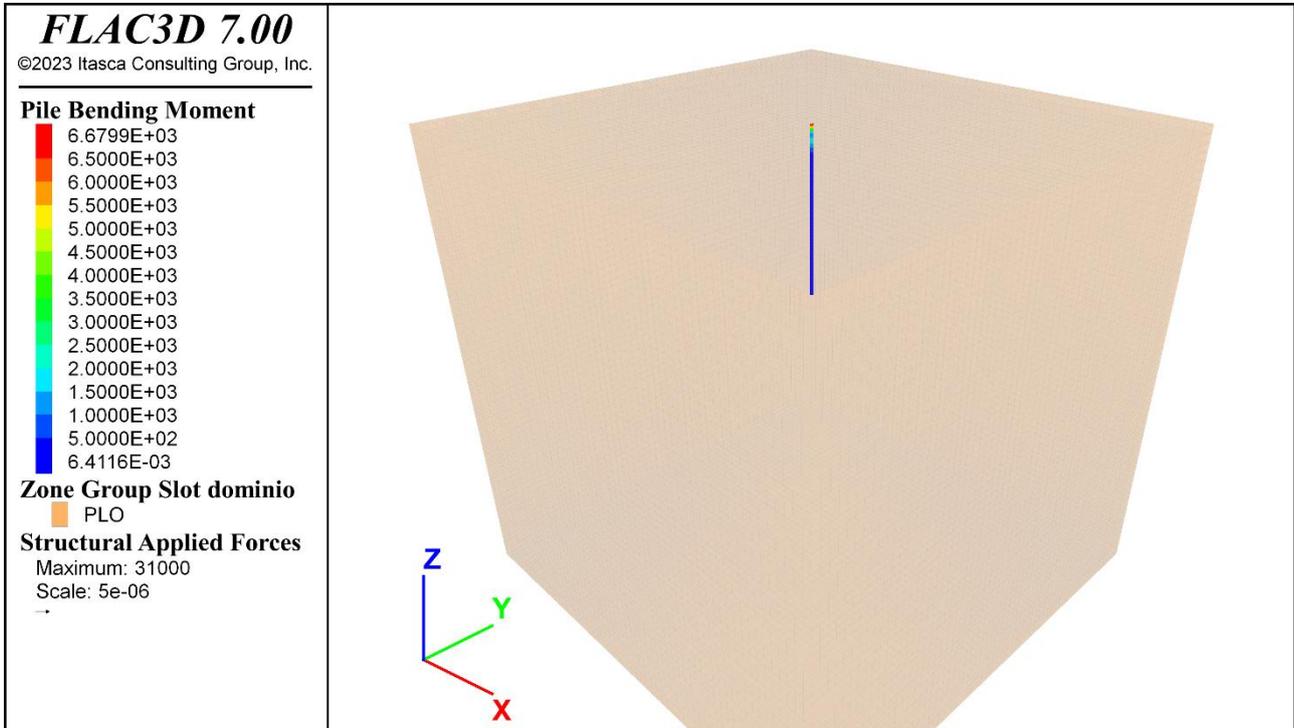
1. Taglio in testa al micropalo ricavato dalla combinazione 13, che massimizza l'azione assiale in testa al micropalo:  $T_N = 31 \text{ kN}$  ( $T_{x,N} = 0 \text{ kN}$ ;  $T_{y,N} = 31 \text{ kN}$ ).
2. Taglio massimo in testa al micropalo per effettuare le verifiche strutturali, fornito dalla combinazione 138:  $T_{max} = 48.7 \text{ kN}$  ( $T_{x,max} = 8 \text{ kN}$ ;  $T_{y,max} = 48 \text{ kN}$ ).
3. Taglio in testa al micropalo per effettuare la verifica geotecnica a capacità portante orizzontale, come descritto al Paragrafo 13.5.2, ottenuto amplificando il valore del taglio massimo di cui al punto precedente:  $T_H = 107.5 \text{ kN}$  ( $T_{x,H} = 18 \text{ kN}$ ;  $T_{y,H} = 106 \text{ kN}$ ).

Di seguito si riportano le immagini dei risultati.

**Spostamento orizzontale del micropalo – Configurazione 1**

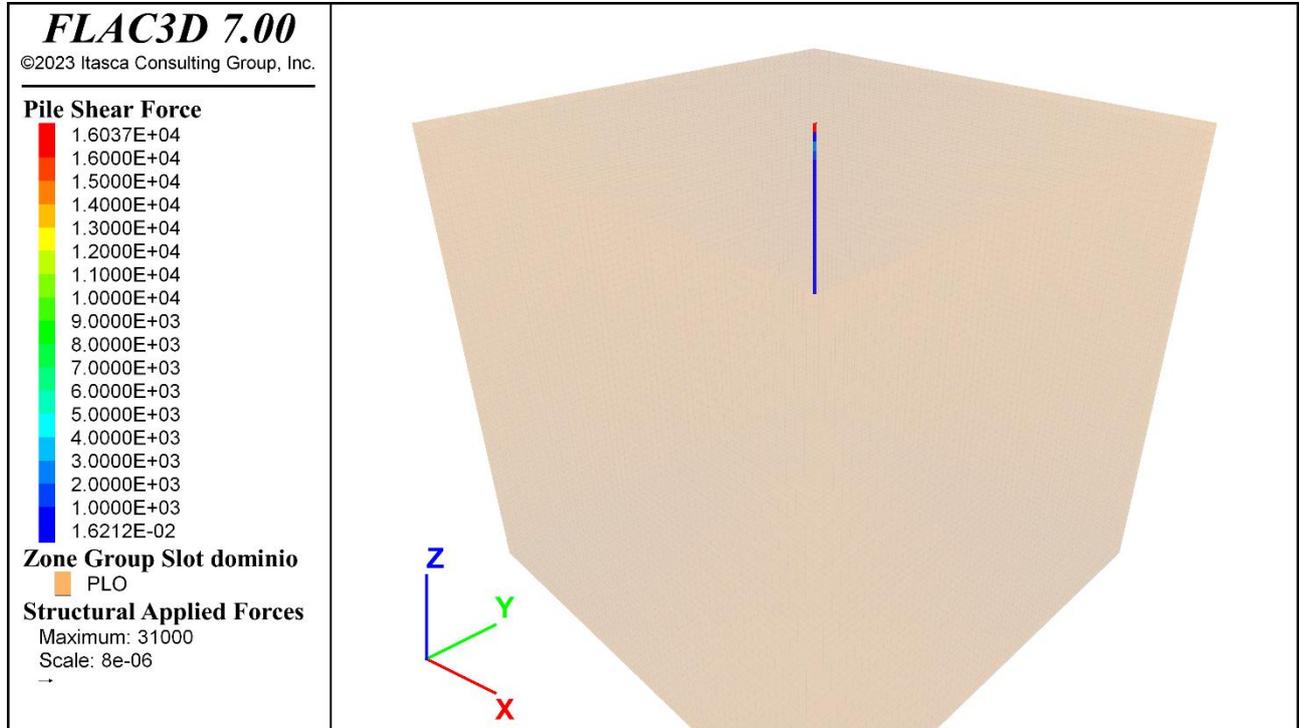


**Momento flettente nel micropalo – Configurazione 1**

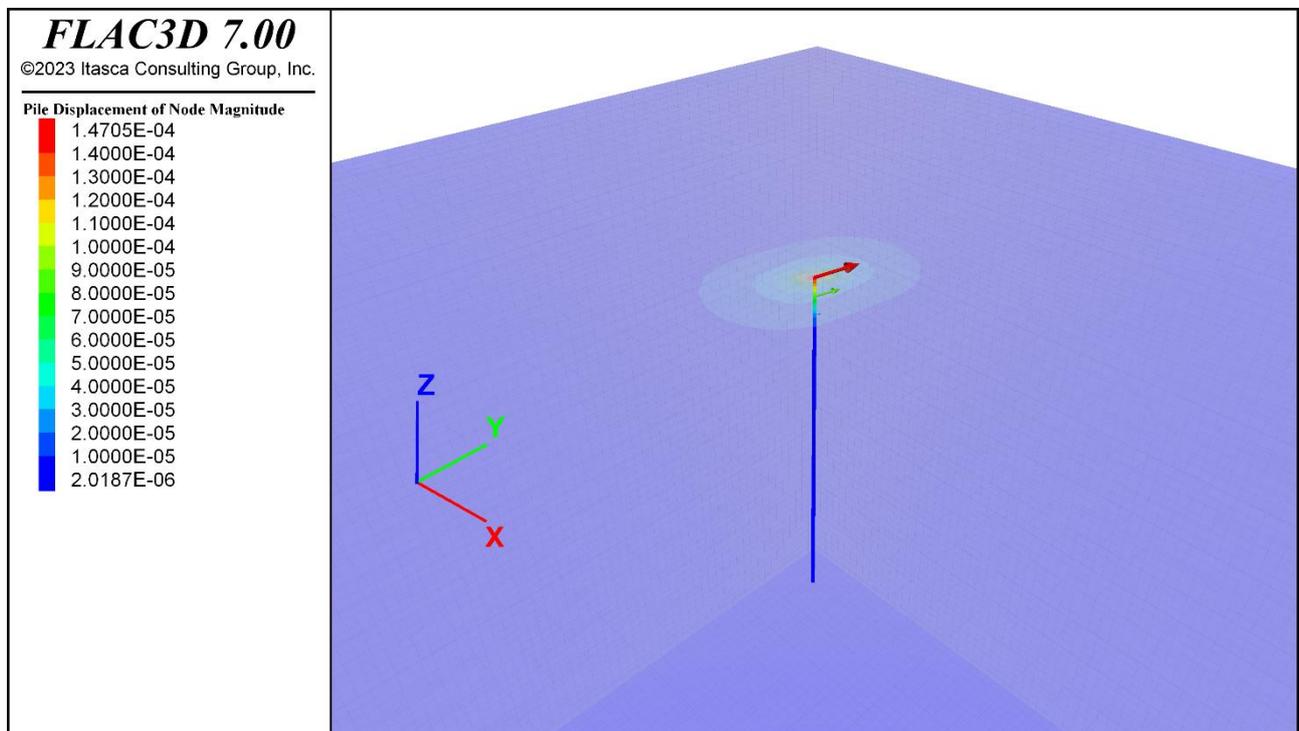


CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI  <b>CITIZIA</b> <small>INGEGNERIA VANILTA' AMBIENTE</small>		REV. <b>A</b>	FOGLIO 267 di 342
	 <b>sinergo</b>				 <b>D_VA</b> <small>DIVisionArchitecture</small>	
Data <b>10/2023</b>						

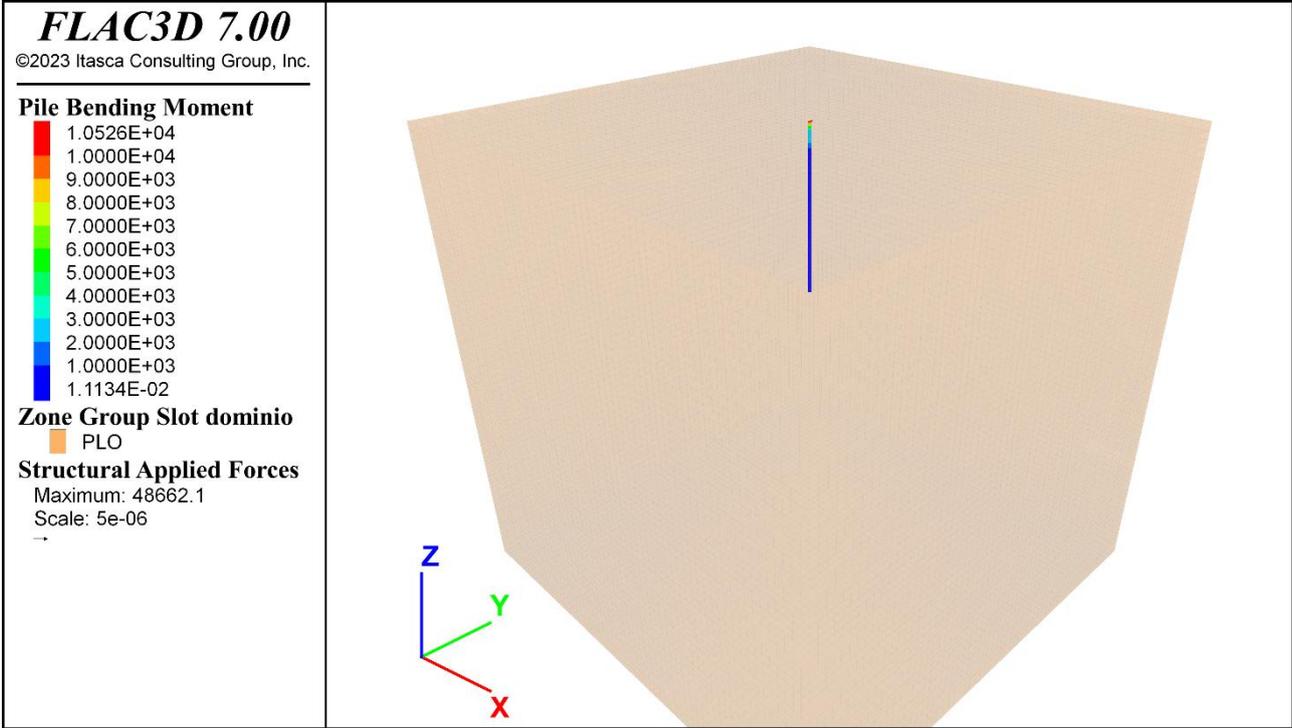
### Azione di taglio nel micropalo – Configurazione 1



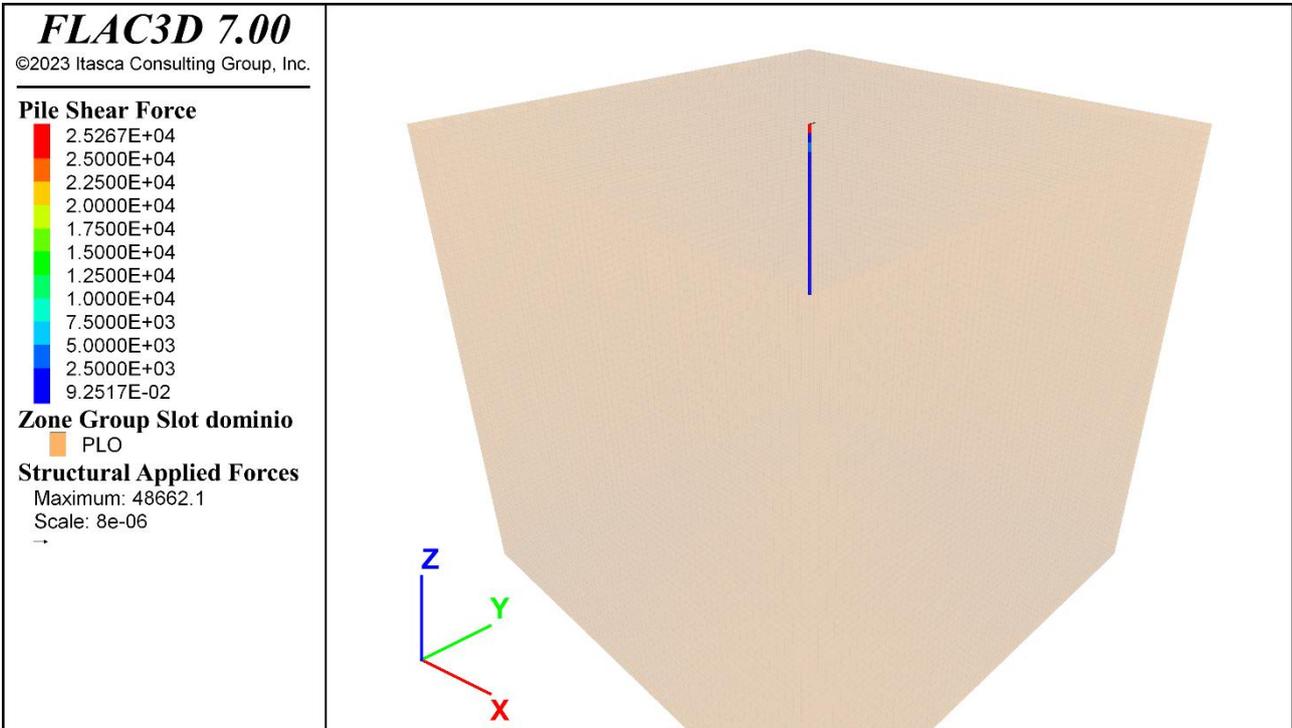
### Spostamento orizzontale del micropalo – Configurazione 2



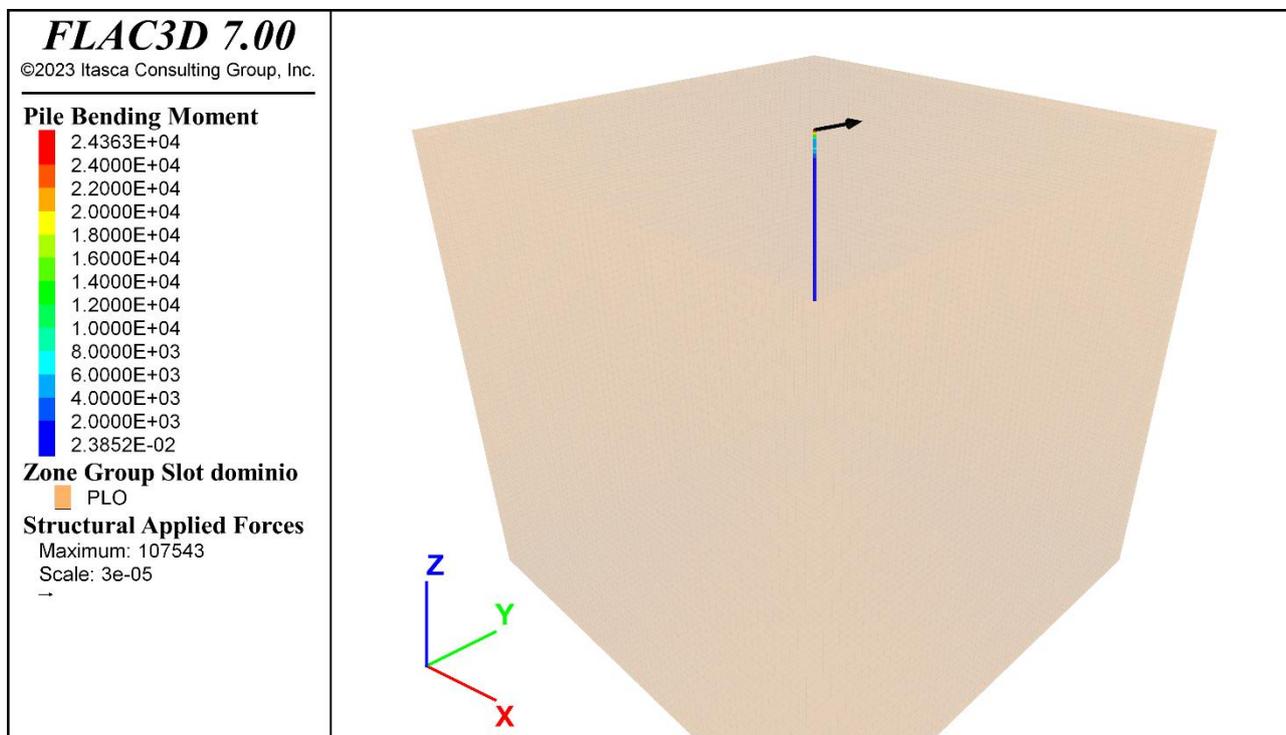
**Momento flettente nel micropalo – Configurazione 2**



**Azione di taglio nel micropalo – Configurazione 2**



### Momento flettente nel micropalo – Configurazione 3



#### 13.8.3 Definizione dei carichi verticali in testa ai micropali

Seguendo la procedura di calcolo descritta al Paragrafo 13.6.1 e considerando cautelativamente il valore del momento flettente massimo in testa al micropalo ( $M = 10.5 \text{ kNm}$ ) fornito dall'analisi in configurazione 2, è possibile valutare l'incremento di azione assiale da utilizzare per ottenere i carichi verticali in testa ai micropali (quest'ultimi valutati a partire dalla configurazione 1 che massimizza il carico verticale).

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Pila 1				Combinazione:							13
MICROPALO	$x_i$	$y_i$	$d_i$	$V_{i,x}$	$V_{i,y}$	$V_{i,tot}$	delta Mx	delta My	N (senza incastro in testa al micropalo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
1	-4.00	4.00	5.66	0	31	31	-2	9	524	-7	518
2	-2.40	4.00	4.66	0	31	31	-2	9	524	-4	520
3	-0.80	4.00	4.08	0	31	31	-2	9	524	-2	522
4	0.80	4.00	4.08	0	31	31	-2	9	524	0	524
5	2.40	4.00	4.66	0	31	31	-2	9	524	2	527
6	4.00	4.00	5.66	0	31	31	-2	9	524	5	529
7	-3.20	2.40	4.00	0	31	31	-2	9	743	-5	737
8	-1.60	2.40	2.88	0	31	31	-2	9	743	-3	740
9	0.00	2.40	2.40	0	31	31	-2	9	743	-1	742
10	1.60	2.40	2.88	0	31	31	-2	9	743	2	744
11	3.20	2.40	4.00	0	31	31	-2	9	743	4	746
12	-4.00	0.80	4.08	0	31	31	-2	9	961	-6	955
13	-2.40	0.80	2.53	0	31	31	-2	9	961	-4	957
14	-0.80	0.80	1.13	0	31	31	-2	9	961	-1	959
15	0.80	0.80	1.13	0	31	31	-2	9	961	1	962
16	2.40	0.80	2.53	0	31	31	-2	9	961	3	964
17	4.00	0.80	4.08	0	31	31	-2	9	961	5	966

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 270 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

GEOMETRIA DELLA PALIFICATA: Pila 1				Combinazione:							13
MICROPALO	x <sub>i</sub>	y <sub>i</sub>	d <sub>i</sub>	V <sub>i,x</sub>	V <sub>i,y</sub>	V <sub>i,tot</sub>	delta Mx	delta My	N (senza incastro in testa al micropalo)	delta N (dovuto al vincolo di incastro)	N tot
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
18	-3.20	-0.80	3.30	0	31	31	-2	9	1179	-4	1175
19	-1.60	-0.80	1.79	0	31	31	-2	9	1179	-2	1177
20	0.00	-0.80	0.80	0	31	31	-2	9	1179	0	1179
21	1.60	-0.80	1.79	0	31	31	-2	9	1179	2	1181
22	3.20	-0.80	3.30	0	31	31	-2	9	1179	5	1184
23	-4.00	-2.40	4.66	0	31	31	-2	9	1397	-5	1392
24	-2.40	-2.40	3.39	0	31	31	-2	9	1397	-3	1394
25	-0.80	-2.40	2.53	0	31	31	-2	9	1397	0	1397
26	0.80	-2.40	2.53	0	31	31	-2	9	1397	2	1399
27	2.40	-2.40	3.39	0	31	31	-2	9	1397	4	1401
28	4.00	-2.40	4.66	0	31	31	-2	9	1397	6	1403
29	-3.20	-4.00	5.12	0	31	31	-2	9	1615	-3	1612
30	-1.60	-4.00	4.31	0	31	31	-2	9	1615	-1	1614
31	0.00	-4.00	4.00	0	31	31	-2	9	1615	1	1616
32	1.60	-4.00	4.31	0	31	31	-2	9	1615	3	1619
33	3.20	-4.00	5.12	0	31	31	-2	9	1615	6	1621

### 13.8.4 Verifiche del micropalo

#### 13.8.4.1 Verifiche di capacità portante verticale

Considerando i risultati di cui al Paragrafo 13.8.3, il massimo carico verticale  $N_{Ed}$  risulta essere pari a 1621 kN.

La capacità portante verticale, valutata secondo la formulazione descritta al Paragrafo 13.5.1, risulta essere (considerando che il micropalo è immersato in roccia per il suo intero sviluppo):

$$R_{c,d} = \frac{\tau_k \cdot D \cdot \pi \cdot L_{micropalo}}{\xi \cdot \gamma_R} = \frac{450 \text{ kPa} \cdot 0.3 \text{ m} \cdot \pi \cdot 10 \text{ m}}{1.7 \cdot 1.15} = 2169.4 \text{ kN}$$

La verifica a capacità portante verticale risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{Rd,c} = 2169.4 \text{ kN} \geq 1621 \text{ kN} = |N_{Ed}|$$

#### 13.8.4.2 Verifica di capacità portante orizzontale

La verifica a capacità portante orizzontale può essere considerata soddisfatta in quanto l'analisi numerica nella configurazione 3, che tiene conto del carico orizzontale massimo in testa al micropalo, amplificato per i coefficienti di normativa di riduzione delle resistenze, risulta raggiungere l'equilibrio senza che si verifichi nessuno dei cinematismi di collasso di cui al Paragrafo 13.5.2; in caso contrario, l'analisi numerica non riuscirebbe a convergere.

#### 13.8.4.3 Verifiche strutturali del palo

Di seguito si riportano i valori del momento e del taglio resistente del tubolare di acciaio S355 che costituisce l'armatura del micropalo:  $\phi 139.1$  mm, spessore 12.5 mm.

$$M_{rd} = 138.98 \text{ kNm}$$

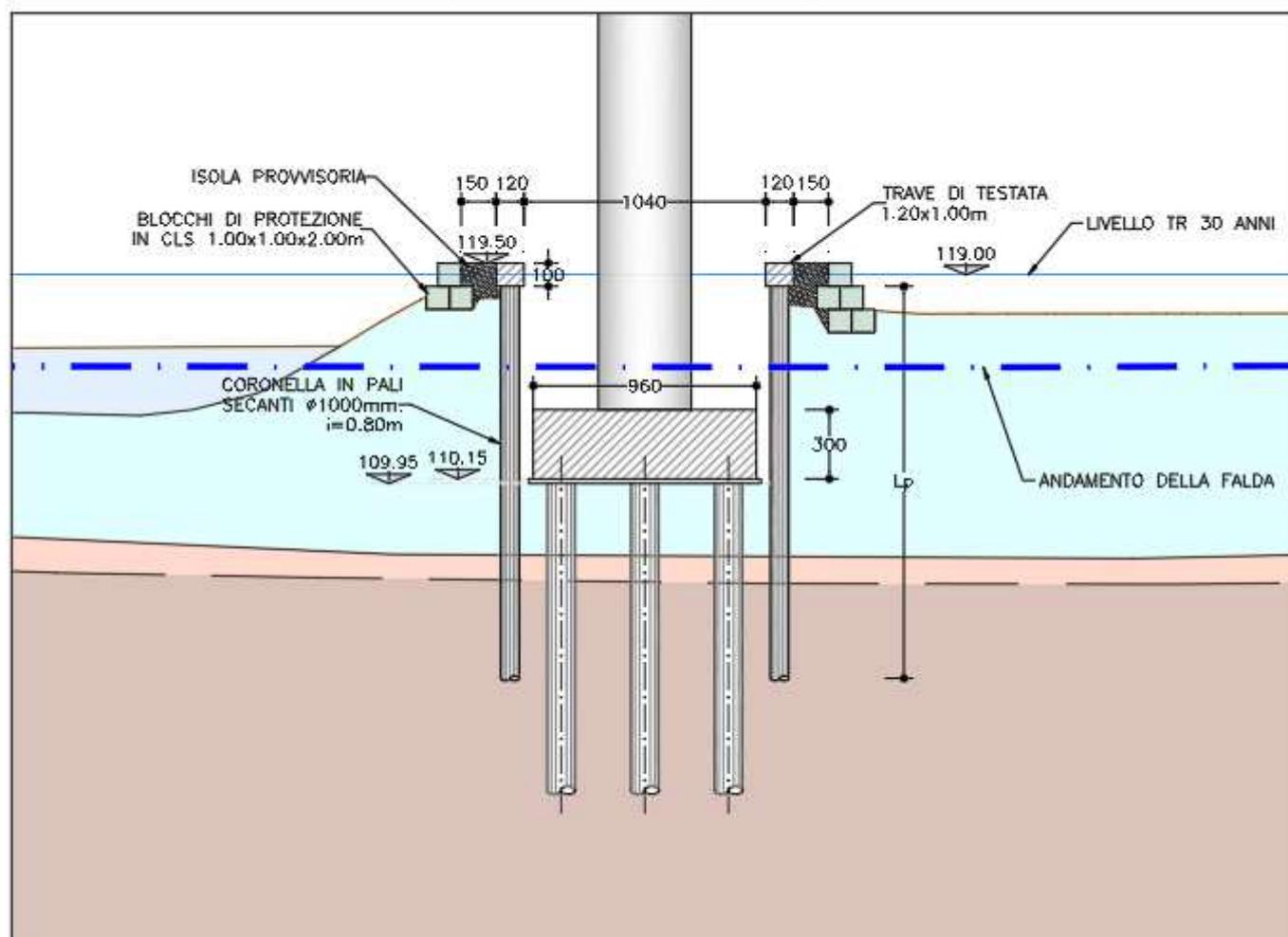
$$V_{rd} = 884.25 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto i valori resistenti di progetto di momento e taglio superano i valori sollecitanti ricavati dalle analisi numeriche.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA S.p.A.</b> INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

## 14 VERIFICHE DELLE OPERE DI SOSTEGNO PROVVISORIE

Come anticipato al Paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, per raggiungere il piano di esecuzione dei pali di fondazione di ciascuna delle pile è prevista l'esecuzione di opere di sostegno provvisore costituite da coronelle di pali secanti, aventi diametro  $\phi$  1000 mm e interasse 800 mm.



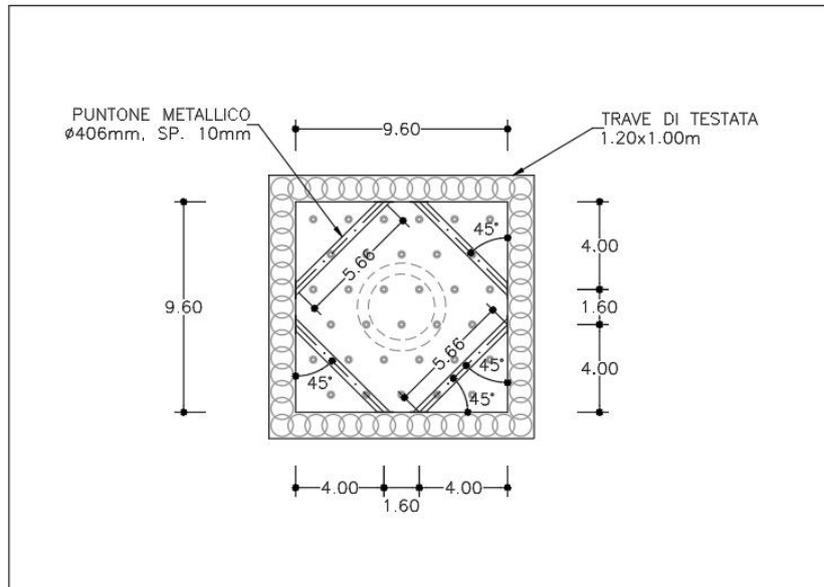
**Tipologico Pila**

Tutte le coronelle, eccetto quella della pila 6, vengono realizzate a partire dalla quota di 119.5 m.s.l.m. pari al valore del livello di piena previsto per il fiume Sieve con un tempo di ritorno di 30 anni incrementato, cautelativamente, di 50 cm. La coronella della pila 6 viene realizzata dalla quota di piano campagna, pari a 121.50 m.s.l.m.

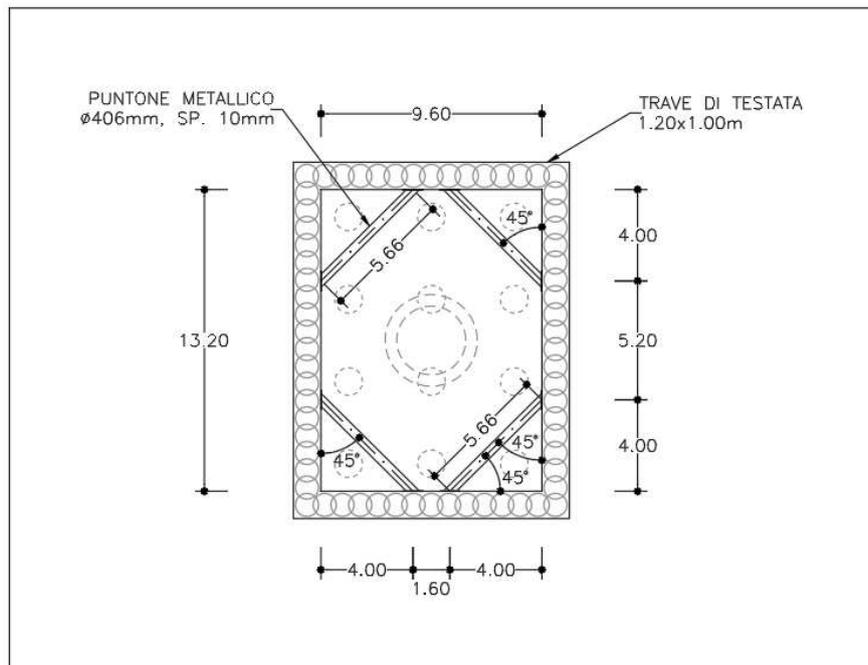
L'utilizzo di pali secanti di lunghezza pari a 16 m, immorsati nel substrato roccioso per almeno 2.5 m, garantisce l'impermeabilità delle opere di sostegno provvisore permettendo di effettuare le operazioni di scavo senza venute d'acqua.

Considerate le altezze di scavo da sostenere, con un massimo circa 9 m, si prevede di contrastare le coronelle in corrispondenza della trave di testa mediante l'utilizzo di puntoni tubolari metallici.

Le coronelle hanno tutte pianta rettangolare ma differenti geometrie come si evince dalle seguenti figure.

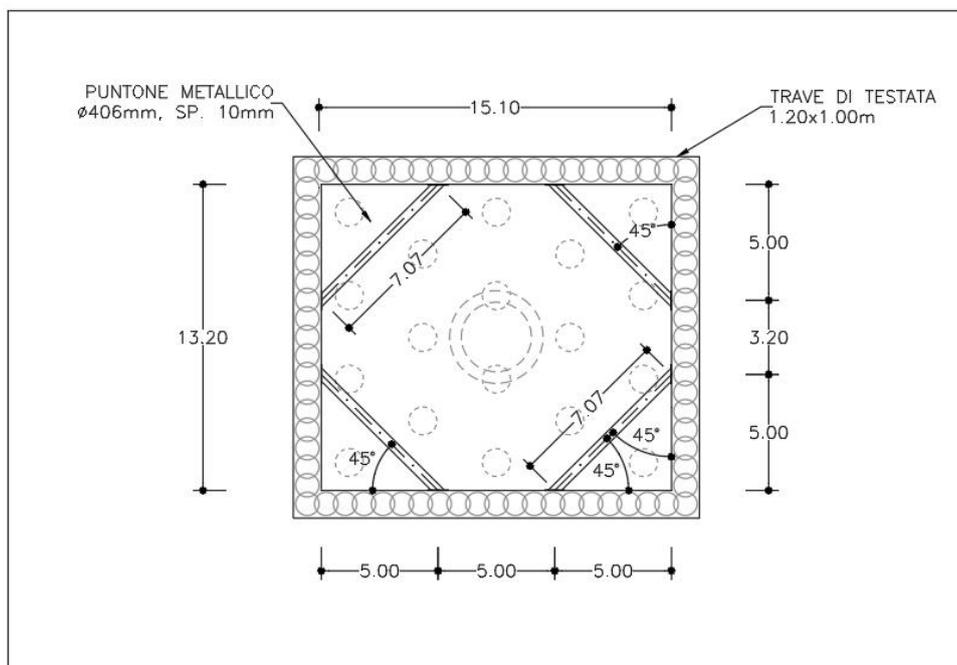


**Pianta e posizionamento puntoni metallici - Pila 1**

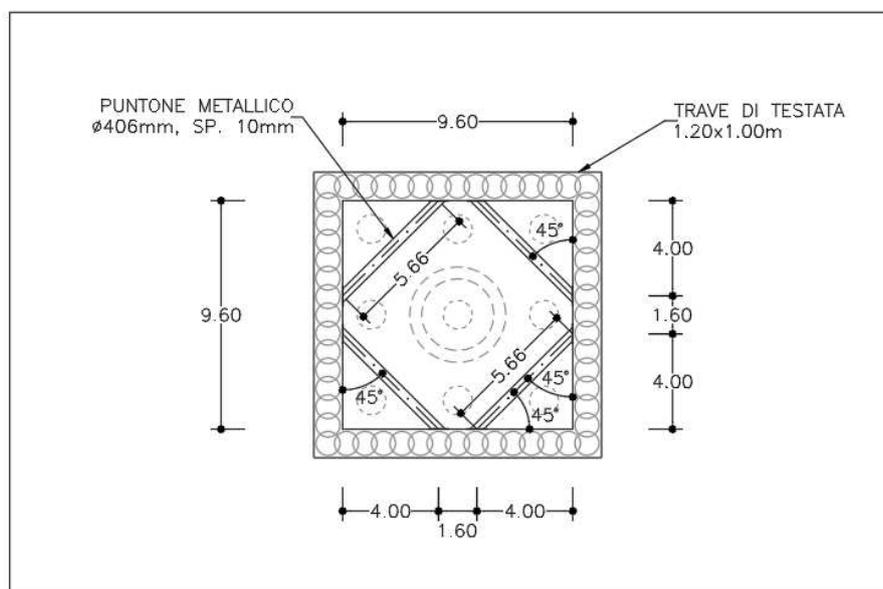


**Pianta e posizionamento puntoni metallici - Pila 2 e Pila 3**

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI <b>ETA S.p.A.</b> <small>INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE</small>	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> <small>DIVISIONArchitecture</small>	REV. <b>A</b>	FOGLIO 273 di 342
							Data 10/2023



**Pianta e posizionamento puntoni metallici - Pila 4**



**Pianta e posizionamento puntoni metallici - Pila 5 e Pila 6**

## 14.1 Sezione di calcolo e fasi dell'analisi numerica

Al fine di dimensionare le paratie costituenti le coronelle di pali secanti è stata considerata la configurazione più gravosa, ovvero quella con la massima altezza di scavo, in corrispondenza della pila 2.

L'altezza di scavo di calcolo tiene conto di un incremento della reale altezza di scavo pari al 10% della distanza fra l'ordine inferiore di contrasti sulla paratia e la quota di fondo scavo ( $\Delta t$ ) e comunque mai superiore a 0.5 m (Paragrafo 6.5.2.2 delle NTC 2018).

I principali dati di input dell'analisi numerica sono riassunti nella seguente tabella.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	274 di 342
			Data 10/2023	

Tipologia struttura di sostegno	Pali diametro $\phi$ 1000 mm e interasse 800 mm
Altezza totale paratia	$h_d = 16.0$ m
Altezza di scavo	$h_s = 9.15$ m
Altezza di scavo di calcolo (DM 2018 § 6.5.2.2)	$h_{s,1} = h_s + \min [0.5; 10\% \Delta t] \cong 9.7$ m

La seguente tabella riassume la stratigrafia di calcolo e i parametri geotecnici adottati nell'analisi. Per ulteriori dettagli si faccia riferimento alle Relazione geotecnica generale.

	Z <sub>SUP</sub>	Z <sub>INF</sub>	$\gamma_{DRY}$	$\gamma_{SAT}$	c'	$\Phi'$	E
	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[MPa]
bn	0	-12.3	18	21	5	35	22
PLO Alt	-12.3	-13.5	25	25	84	52	436
PLO	-13.5	-16	25	25	213	57	1301

Come anticipato precedentemente, nell'ambito di tale analisi, la falda è stata considerata, cautelativamente, coincidente con il piano di esecuzione della paratia stessa, ovvero alla quota di 119.5 m.s.l.m. A monte della paratia è stato considerato un carico accidentale distribuito, relativo ai macchinari di cantiere, pari a 10 kPa.

La successione completa delle fasi di calcolo è la seguente:

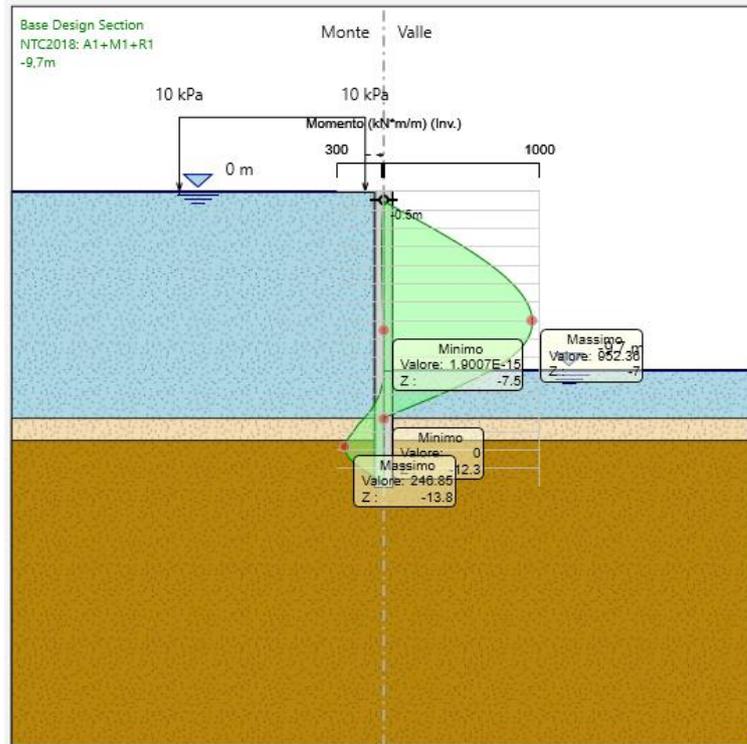
- Step 1** Step geostatico con attivazione delle paratie e attivazione del sovraccarico accidentale (10 kPa).
- Step 2** Scavo fino alla quota relativa pari a -1.0 m per la realizzazione dell'ordine di puntoni provvisori.
- Step 3** Realizzazione dell'ordine di puntoni provvisori alla quota -0.5 m (asse puntone).
- Step 4** Scavo progressivo fino alla quota -9.7 m e contestuale abbassamento della falda a fondo scavo.

Nel seguito si riportano i principali risultati nell'analisi, i dati completi sono riportati all'interno dell'Appendice al Capitolo 16.

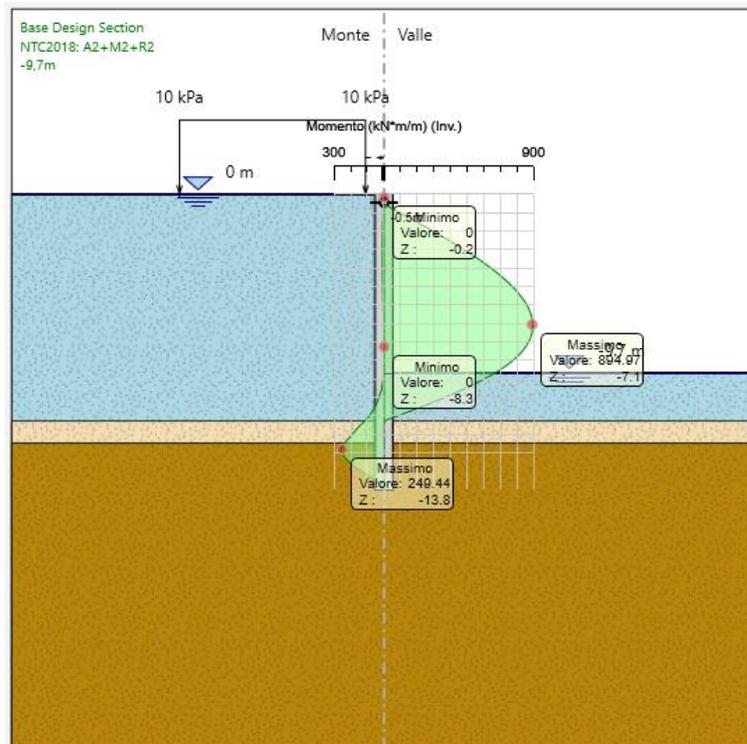
## 14.2 Verifiche paratia

### 14.2.1 Verifiche agli SLU di tipo strutturale

Si riportano nel seguito gli involuipi del momento flettente (kNm/m) e del taglio (kN/m) lungo la paratia per la condizione statica considerando la Combinazione 1 (A1+M1+R1) e la Combinazione 2 (A2+M2+R1).

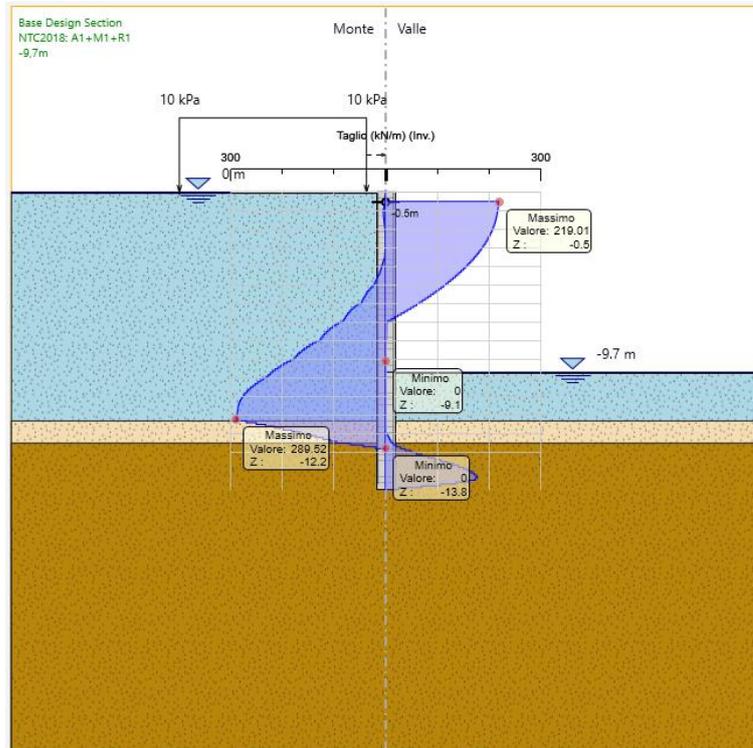


**Analisi numerica – Involuppo momento flettente –  
Condizione statica Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

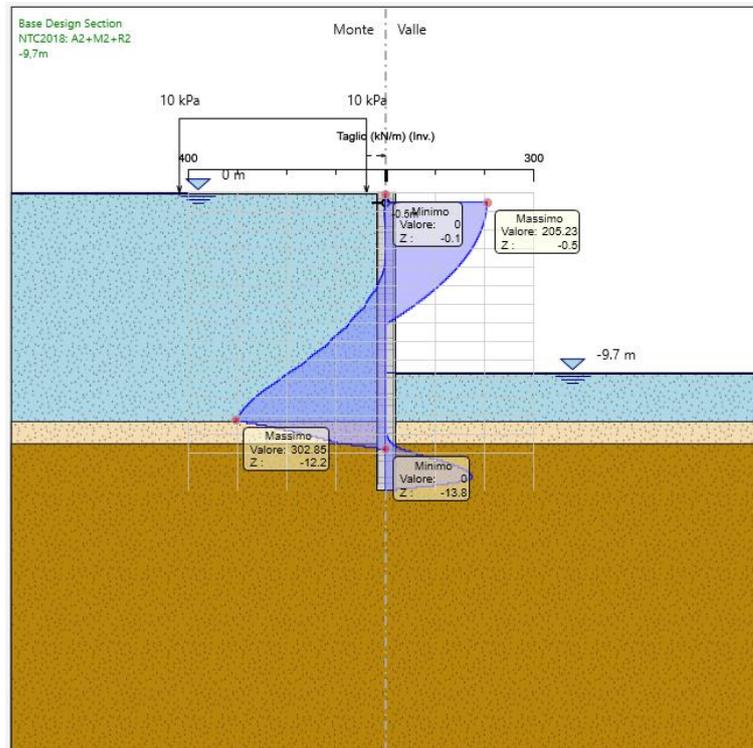


**Analisi numerica – Involuppo momento flettente –  
Condizione statica Combinazione 2: (A2+M2+R1)**

CODIFICA DOCUMENTO <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ENEA</b> ENERGENOVA VALUTA AMBIENTE s.r.l.	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	REV. <b>A</b>	FOGLIO 276 di 342
					Data 10/2023	



**Analisi numerica – Involuppo taglio –  
Condizione statica Combinazione 1: (A1+M1+R1)**



**Analisi numerica – Taglio –  
Condizione statica Combinazione 2: (A2+M2+R1)**

L'esecuzione della paratia costituita da pali secanti prevede la realizzazione di pali primari e pali secondari.

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE	REV. A	FOGLIO 277 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>sinergo</b>	Data 10/2023

Al fine di effettuare le verifiche strutturali, è stato cautelativamente considerato il contributo resistente del solo palo secondario; pertanto, i valori presentati nelle figure, per metro lineare fuori piano, vengono moltiplicati per una lunghezza fuori piano pari a  $0.8m+0.8m=1.6m$ .

Combinazione	$M_{Ed}$ [kNm/m]	$M_{Ed}$ [kNm]
SLU (A1-M1-R1)	952.4	1523.8
SLU (A2-M2-R1)	895.0	1432.0

Combinazione	$V_{Ed}$ [kN/m]	$V_{Ed}$ [kN]
SLU (A1-M1-R1)	289.5	463.2
SLU (A2-M2-R1)	302.9	484.6

I pali secondari vengono armati con un'armatura principale costituita da 20  $\Phi 30$  e armatura a taglio costituita da una spirale  $\Phi 14$  avente passo 30cm.

Il momento flettente resistente risulta pari a  $M_{Rd} = 1849$  kNm.

Il taglio resistente risulta pari a  $V_{Rd} = 667$  kN

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto le sollecitazioni di progetto di momento flettente e taglio risultano inferiori alle rispettive resistenze di progetto.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 50 cm, Raggio interno 0 cm, N° barre uguali 20, Diametro barre 3 cm, Coprifero (baric.) 10 cm.
- Materiali:** B450C (steel) and C25/30 (concrete). Properties like  $E_{su}$ ,  $f_{yd}$ ,  $E_s$ ,  $E_s/E_c$ ,  $E_{s,adm}$ ,  $\sigma_{c,adm}$ ,  $T_{co}$ ,  $T_{c1}$  are listed.
- Calcolo del momento flettente resistente:** Shows  $M_{xRd} = 1.849$  kNm.
- Sezione:** A diagram of a circular section with reinforcement bars and a spiral.

**Calcolo del momento flettente resistente**

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE  MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.  MANDANTI  <b>CITIZIA</b> s.r.l. INGEGNERIA, VALUTA, AMBIENTE   <b>sinergo</b>   <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	REV. <b>A</b>	FOGLIO 278 di 342
		Data 10/2023	

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2008	
<b>Caratteristiche dei materiali:</b>	
Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
<b>Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):</b>	
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 485.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$
<b>Caratteristiche geometriche della sezione:</b>	
Altezza utile della sezione	$d = 707 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 900 \text{ mm}$
<b>Armatura della sezione in zona tesa:</b>	
Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 30 \text{ mm}$
Numero tendini longitudinali utilizzati	$n = 10 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{st} = 7070 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l = 0.0111 \text{ --}$
VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO	
<b>Armatura aggiuntiva resistente a taglio:</b>	
Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 80^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 14 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 2 \text{ --}$
Passo in direzione asse elemento	$s = 300 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$
<b>Fattori di resistenza a compressione:</b>	
Controllo duttilità (SI = duttile)	$0.45 < 7.16 \text{ SI}$
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 22.00^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 7.06 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.00 \text{ --}$
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rtd} = 667.14 \text{ kN}$
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd} = 1502.48 \text{ kN}$
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd} = 667.14 \text{ kN}$
<b>VERIFICA SODDISFATTA.</b>	

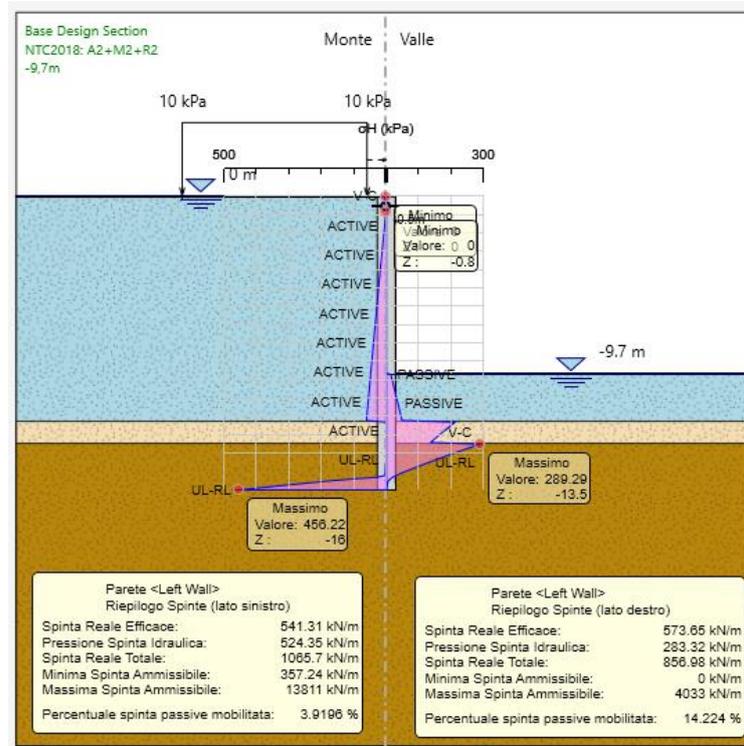
### Calcolo del taglio resistente

#### 14.2.2 Verifiche agli SLU di tipo geotecnico

##### 14.2.2.1 Collasso per rotazione rigida intorno ad un punto dell'opera

L'equilibrio della struttura, soggetta alle pressioni attive da monte, deve essere garantito dalle reazioni passive del terreno presente nel tratto di infissione dei diaframmi. La verifica è soddisfatta per il raggiungimento della condizione finale di equilibrio.

In relazione alla spinta passiva mobilitata si rileva che il rapporto tra la massima spinta mobilitata (Combinazione 2: A2+M2+R2 – Step 4) e la massima ammissibile sia pari al 14.2%.

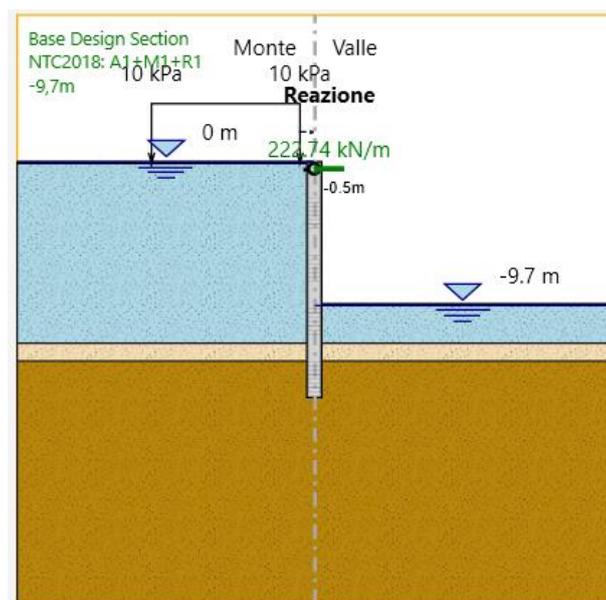


**Analisi numerica – Mobilitazione spinta (Combinazione 2 - A2+M2+R1)**

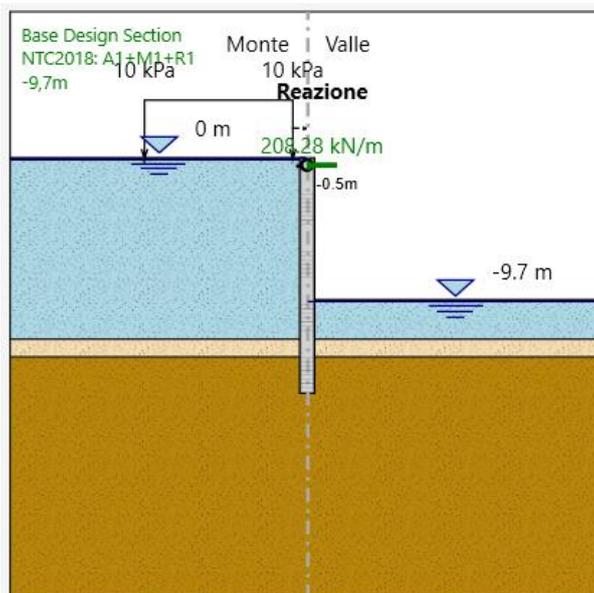
### 14.3 Verifiche della trave di testa dei diaframmi in fase provvisoria

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della trave di testa delle paratie, tenendo conto delle azioni generate dai puntoni metallici.

Si riportano nel seguito le reazioni vincolari ottenute rispettivamente per la Combinazione 1 (A1+M1+R1) e per la Combinazione 2 (A2+M2+R1).



**Analisi numerica – Reazione vincolare (Combinazione 1 – A1+M1+R1)**



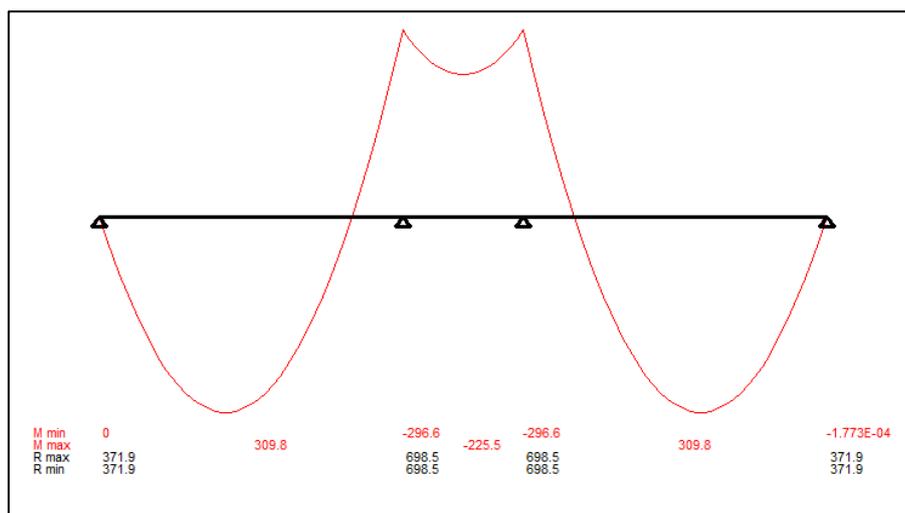
**Analisi numerica – Reazione vincolare (Combinazione 2 - A2+M2+R1)**

Le sollecitazioni agenti sulla trave di testa sono state ricavate sulla base di uno schema semplificato di trave su più appoggi, considerando la reazione vincolare ottenuta dall'analisi numerica nella combinazione di calcolo più gravosa, ovvero 223 kN/m, come carico uniformemente distribuito.

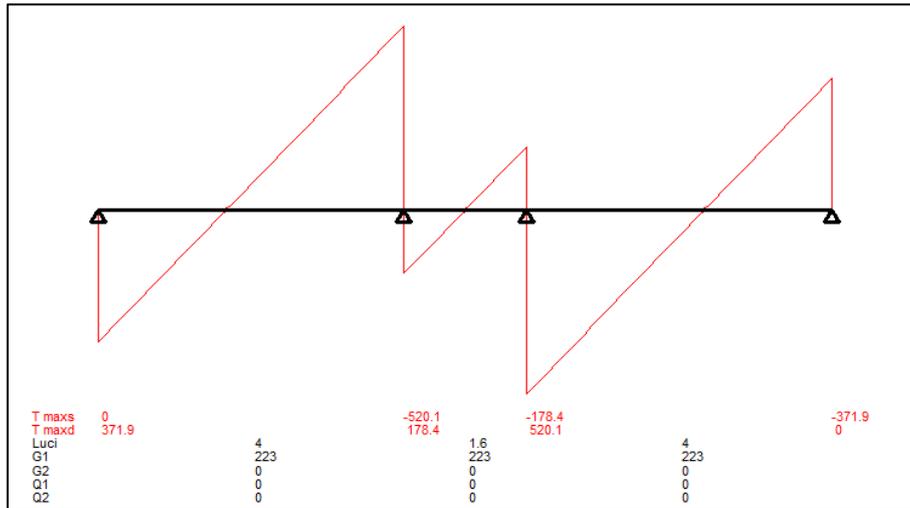
Al fine di identificare le sollecitazioni dimensionanti, sono state analizzate tre diverse configurazioni geometriche, che schematizzano le configurazioni di carico più gravose per le diverse pile. In particolare:

- configurazione 1 (luci pari a 4m+1.6m+4m) rappresentativa delle pile 1,5 e 6;
- configurazione 2 (luci pari a 4m+5.2m+4m) rappresentativa delle pile 2 e 3;
- configurazione 3 (luci pari a 5m+5m+5m) rappresentativa della pila 4.

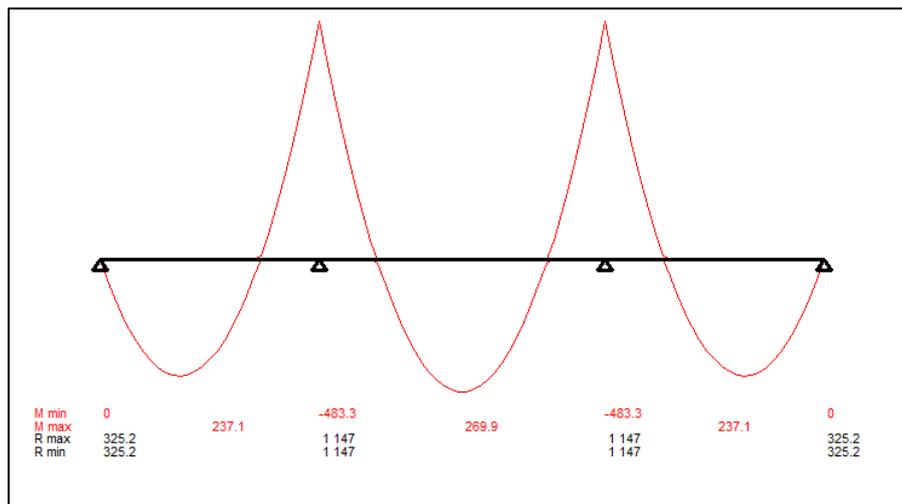
Si riportano nel seguito i diagrammi di taglio e momento flettente ottenuti per le diverse configurazioni.



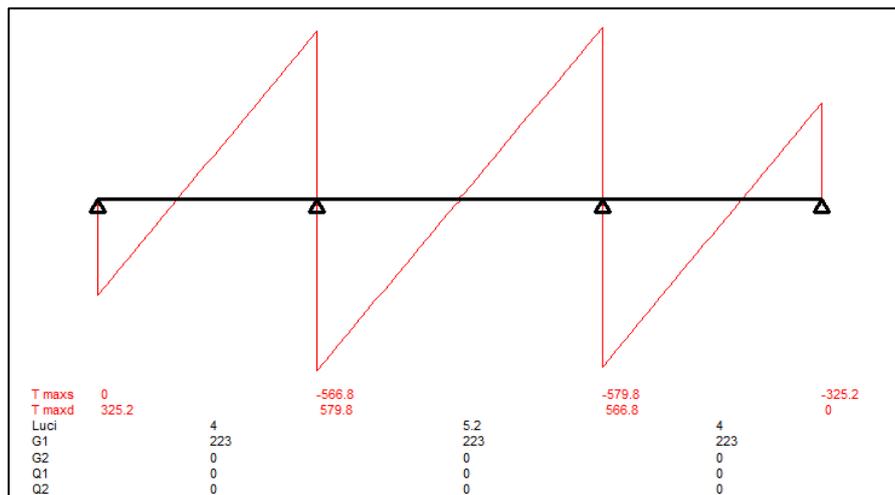
**Configurazione 1 – Momento flettente**



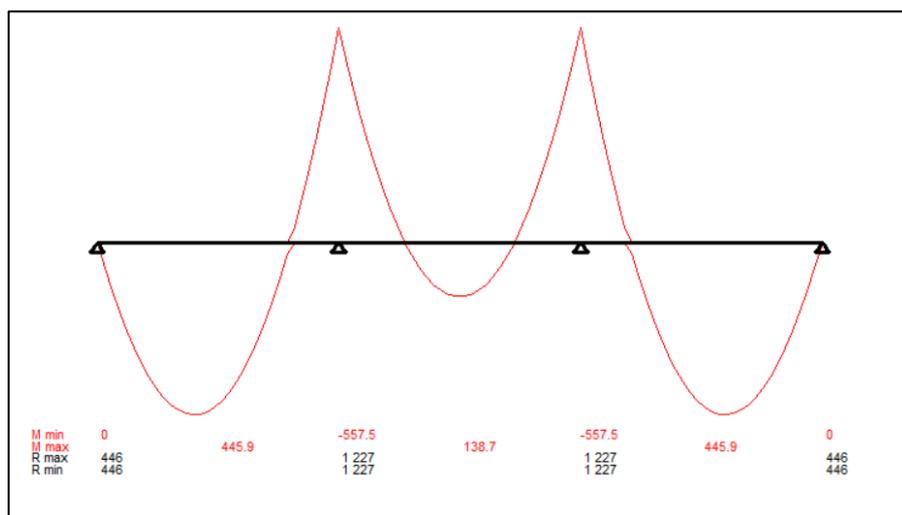
Configurazione 1 – Taglio



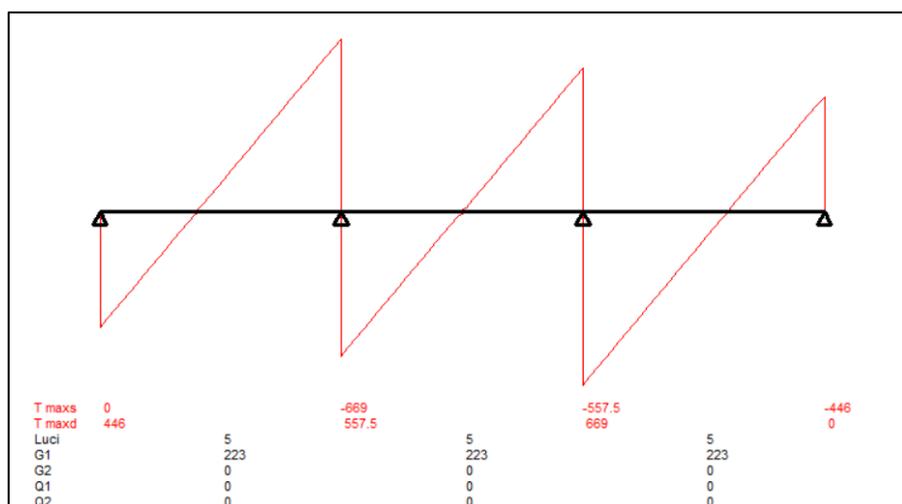
Configurazione 2 – Momento



Configurazione 2 – Taglio



**Configurazione 3 – Momento**



**Configurazione 3 – Taglio**

Nella seguente tabella sono riassunti le massime sollecitazioni agenti in termini di momento flettente e taglio per le tre configurazioni geometriche prese in esame.

Configurazione	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Ed}$ [kN]
Configurazione 1	309.8	520.1
Configurazione 2	483.3	579.8
Configurazione 3	557.5	669.0

Le travi di testa delle coronelle hanno dimensioni pari a 120 cm x 100 cm. Considerando un'armatura longitudinale pari a 5+5  $\varnothing 20$ , si ottiene un momento resistente pari a  $M_{Rd} = 681.8 \text{ kNm}$ , pertanto, la verifica a flessione risulta soddisfatta per tutte le configurazioni.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: TraveDiTesta**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	15.71	7.4
			2	15.71	112.6

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord. [cm] xN 0 yN 0

**Materiali**  
B450C C25/30

E<sub>su</sub> 67.5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3.5  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.9  
E<sub>syd</sub> 1.957 % C<sub>c,adm</sub> 9.75  
C<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² T<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> 681.8 kNm  
σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 %  
ε<sub>s</sub> 56.61 %  
d 112.6 cm  
x 6.556 x/d 0.05822  
δ 0.7

**Metodo di calcolo:** S.L.U. Metodo n  
**Tipo flessione:** Retta Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

**Trave di testa – Momento resistente**

Considerando un'armatura a taglio costituita da staffe ø14 a 2 bracci a passo 30 cm si ottiene una resistenza a taglio pari a  $V_{Rd} = 1008 \text{ kN}$ , pertanto la verifica a taglio risulta soddisfatta per tutte le configurazioni.

**VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 17/01/2018**

**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$

**Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):**

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 669.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$

**Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d = 1126 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$

**Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Numero tendini longitudinali utilizzati	$n = 5 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{s1} = 1570 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_1 = 0.0014 \text{ --}$

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO**

**Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha = 90^\circ$
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw} = 14 \text{ mm}$
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw} = 2 \text{ --}$
Passo in direzione asse elemento	$s = 300 \text{ mm}$
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$

**Fattori di resistenza a compressione:**

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta = 22^\circ$
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd} = 7.06 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c = 1.00 \text{ --}$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura  $V_{Rd} = 1008 \text{ kN}$   
 Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls  $V_{Rd} = 2483 \text{ kN}$   
**Resistenza ultima a taglio**  $V_{Rd} = 1008 \text{ kN}$

**VERIFICA SODDISFATTA.** OK

**Trave di testa – Taglio resistente**

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 284 di 342
	MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI <b>ETA</b> INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
			Data 10/2023	

## 14.4 Verifiche puntone provvisori

Per il raggiungimento del fondo scavo, è previsto la messa in opera di puntone in acciaio aventi sezione circolare cava con diametro esterno 406 mm e spessore 10 mm.

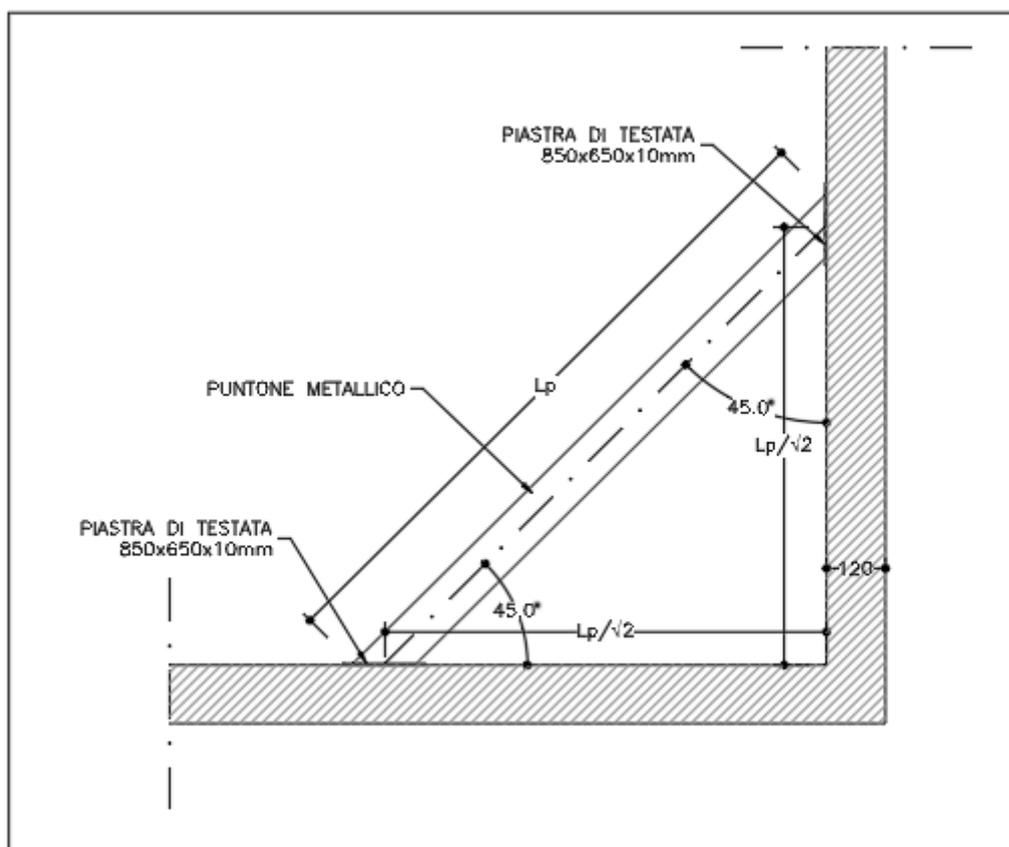
Tali elementi strutturali sono sottoposti allo sforzo normale trasferito dalle paratie e al momento flettente dovuto al peso proprio.

Il calcolo dell'azione normale agente è stato eseguito sulla base dei risultati ottenuti dallo schema semplificato di trave su più appoggi utilizzato per il dimensionamento della trave di testa, mentre il calcolo del momento flettente generato dal peso proprio è stato eseguito considerando uno schema statico di trave su due appoggi sottoposta a carico distribuito uniforme.

Considerando la combinazione di calcolo più gravosa (Combinazione 1 - A1+M1+R1), la massima reazione vincolare ottenuta tramite gli schemi statici semplificati di trave su più appoggi e pari a 1277 kN.

Considerando l'inclinazione dei puntone pari a 45°, proiettando la massima reazione vincolare sull'asse del puntone metallico, si ottiene l'azione normale di progetto dimensionante come segue:

$$N_{Ed} = 1277 \text{ kN} / \cos(45^\circ) = 1277 \text{ kN} \cdot \sqrt{2} = 1735.2 \text{ kN}$$



Per le verifiche strutturali si considerano inoltre le azioni generate dal peso proprio del puntone, considerando la trave appoggiata. Essendo  $q = 1.0 \text{ kN/m}$  il peso del tubolare in acciaio al metro lineare, il massimo momento di progetto per inflessione risulta:

$$M_{Ed} = 1,3 \cdot \frac{1.0 \text{ kN/m} \cdot (7.1\text{m})^2}{8} = 8.2 \text{ kNm}$$

Il massimo taglio di progetto per la trave doppiamente appoggiata risulta invece pari a:

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	285 di 342
			Data 10/2023	

$$V_{Ed} = 1,3 \cdot \frac{1,0 \text{ kN/m} \cdot 7,1 \text{ m}}{2} = 4,6 \text{ kN}$$

#### 14.4.1 Stati Limite Ultimi strutturali

##### 14.4.1.1 Verifica a compressione

La verifica risulta ampiamente soddisfatta in quanto la resistenza assiale a compressione è superiore al carico agente di progetto:

$$N_{c,Rd} = 4206,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 1735,2 \text{ kN}$$

##### 14.4.1.2 Verifica a presso-flessione retta

Dato il modulo resistente plastico della sezione  $W_{pl} = 1568,5 \text{ cm}^3$ , il momento plastico resistente ridotto per il carico assiale risulta:

$$M_{N,Rd} = 429,09 \text{ kNm}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$M_{N,Rd} = 429,09 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8,2 \text{ kNm}$$

##### 14.4.1.3 Verifica di stabilità a presso-flessione

Per il calcolo della resistenza a instabilità del puntone è stato considerato uno schema statico del tipo appoggio - appoggio e, pertanto, la lunghezza di libera inflessione  $L_0$  è stata assunta pari alla lunghezza stessa del puntone. La verifica di stabilità risulta soddisfatta in quanto:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0,57 < 1$$

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 286 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	

Data  
10/2023

## 15 APPENDICE B – Scarichi all'intradosso delle platee di fondazione

### Pila 1

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
1	JP1	SLU-01	Combination	Max	0	-45	30770	1296	0	0
2	JP1	SLU-01	Combination	Min	0	-49	30286	1229	0	0
3	JP1	SLU-02	Combination	Max	0	-45	30770	1296	0	0
4	JP1	SLU-02	Combination	Min	0	-49	30286	1229	0	0
5	JP1	SLU-03	Combination	Max	0	1000	35349	-33347	0	0
6	JP1	SLU-03	Combination	Min	0	997	34865	-33414	0	0
7	JP1	SLU-04	Combination	Max	0	1000	35349	-33347	0	0
8	JP1	SLU-04	Combination	Min	0	997	34865	-33414	0	0
9	JP1	SLU-05	Combination	Max	0	997	35331	-33248	0	0
10	JP1	SLU-05	Combination	Min	0	993	34847	-33315	0	0
11	JP1	SLU-06	Combination	Max	0	997	35331	-33248	0	0
12	JP1	SLU-06	Combination	Min	0	993	34847	-33315	0	0
13	JP1	SLU-07	Combination	Max	0	1010	35305	-33598	0	0
14	JP1	SLU-07	Combination	Min	0	1006	34821	-33665	0	0
15	JP1	SLU-08	Combination	Max	0	1010	35305	-33598	0	0
16	JP1	SLU-08	Combination	Min	0	1006	34821	-33665	0	0
17	JP1	SLU-09	Combination	Max	0	1006	35288	-33499	0	0
18	JP1	SLU-09	Combination	Min	0	1003	34803	-33566	0	0
19	JP1	SLU-10	Combination	Max	0	1006	35288	-33499	0	0
20	JP1	SLU-10	Combination	Min	0	1003	34803	-33566	0	0
21	JP1	SLU-11	Combination	Max	0	579	33552	-19417	0	0
22	JP1	SLU-11	Combination	Min	0	576	33067	-19484	0	0
23	JP1	SLU-12	Combination	Max	0	579	33552	-19417	0	0
24	JP1	SLU-12	Combination	Min	0	576	33067	-19484	0	0
25	JP1	SLU-13	Combination	Max	0	573	33522	-19252	0	0
26	JP1	SLU-13	Combination	Min	0	570	33037	-19319	0	0
27	JP1	SLU-14	Combination	Max	0	573	33522	-19252	0	0
28	JP1	SLU-14	Combination	Min	0	570	33037	-19319	0	0
29	JP1	SLU-15	Combination	Max	0	595	33479	-19836	0	0
30	JP1	SLU-15	Combination	Min	0	591	32995	-19903	0	0
31	JP1	SLU-16	Combination	Max	0	595	33479	-19836	0	0
32	JP1	SLU-16	Combination	Min	0	591	32995	-19903	0	0
33	JP1	SLU-17	Combination	Max	0	589	33449	-19671	0	0
34	JP1	SLU-17	Combination	Min	0	585	32965	-19738	0	0
35	JP1	SLU-18	Combination	Max	0	589	33449	-19671	0	0
36	JP1	SLU-18	Combination	Min	0	585	32965	-19738	0	0

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
37	JP1	SLU-19	Combination	Max	0	593	39096	-18262	0	0
38	JP1	SLU-19	Combination	Min	0	529	33381	-30852	0	0
39	JP1	SLU-20	Combination	Max	0	593	39096	-18262	0	0
40	JP1	SLU-20	Combination	Min	0	529	33381	-30852	0	0
41	JP1	SLU-21	Combination	Max	0	589	39078	-18163	0	0
42	JP1	SLU-21	Combination	Min	0	525	33363	-30753	0	0
43	JP1	SLU-22	Combination	Max	0	589	39078	-18163	0	0
44	JP1	SLU-22	Combination	Min	0	525	33363	-30753	0	0
45	JP1	SLU-23	Combination	Max	0	602	39052	-18513	0	0
46	JP1	SLU-23	Combination	Min	0	538	33337	-31103	0	0
47	JP1	SLU-24	Combination	Max	0	602	39052	-18513	0	0
48	JP1	SLU-24	Combination	Min	0	538	33337	-31103	0	0
49	JP1	SLU-25	Combination	Max	0	598	39034	-18414	0	0
50	JP1	SLU-25	Combination	Min	0	535	33319	-31004	0	0
51	JP1	SLU-26	Combination	Max	0	598	39034	-18414	0	0
52	JP1	SLU-26	Combination	Min	0	535	33319	-31004	0	0
53	JP1	SLU-27	Combination	Max	0	593	39096	-18262	0	0
54	JP1	SLU-27	Combination	Min	0	529	33381	-30852	0	0
55	JP1	SLU-28	Combination	Max	0	593	39096	-18262	0	0
56	JP1	SLU-28	Combination	Min	0	529	33381	-30852	0	0
57	JP1	SLU-29	Combination	Max	0	589	39078	-18163	0	0
58	JP1	SLU-29	Combination	Min	0	525	33363	-30753	0	0
59	JP1	SLU-30	Combination	Max	0	589	39078	-18163	0	0
60	JP1	SLU-30	Combination	Min	0	525	33363	-30753	0	0
61	JP1	SLU-31	Combination	Max	0	602	39052	-18513	0	0
62	JP1	SLU-31	Combination	Min	0	538	33337	-31103	0	0
63	JP1	SLU-32	Combination	Max	0	602	39052	-18513	0	0
64	JP1	SLU-32	Combination	Min	0	538	33337	-31103	0	0
65	JP1	SLU-33	Combination	Max	0	598	39034	-18414	0	0
66	JP1	SLU-33	Combination	Min	0	535	33319	-31004	0	0
67	JP1	SLU-34	Combination	Max	0	598	39034	-18414	0	0
68	JP1	SLU-34	Combination	Min	0	535	33319	-31004	0	0
69	JP1	SLU-35	Combination	Max	0	590	36258	-18572	0	0
70	JP1	SLU-35	Combination	Min	0	551	33063	-25103	0	0
71	JP1	SLU-36	Combination	Max	0	590	36258	-18572	0	0
72	JP1	SLU-36	Combination	Min	0	551	33063	-25103	0	0
73	JP1	SLU-37	Combination	Max	0	586	36240	-18473	0	0
74	JP1	SLU-37	Combination	Min	0	547	33045	-25004	0	0
75	JP1	SLU-38	Combination	Max	0	586	36240	-18473	0	0
76	JP1	SLU-38	Combination	Min	0	547	33045	-25004	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 288 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
77	JP1	SLU-39	Combination	Max	0	599	36214	-18823	0	0
78	JP1	SLU-39	Combination	Min	0	560	33019	-25354	0	0
79	JP1	SLU-40	Combination	Max	0	599	36214	-18823	0	0
80	JP1	SLU-40	Combination	Min	0	560	33019	-25354	0	0
81	JP1	SLU-41	Combination	Max	0	595	36196	-18724	0	0
82	JP1	SLU-41	Combination	Min	0	556	33001	-25255	0	0
83	JP1	SLU-42	Combination	Max	0	595	36196	-18724	0	0
84	JP1	SLU-42	Combination	Min	0	556	33001	-25255	0	0
85	JP1	SLU-43	Combination	Max	0	590	36258	-18572	0	0
86	JP1	SLU-43	Combination	Min	0	551	33063	-25103	0	0
87	JP1	SLU-44	Combination	Max	0	590	36258	-18572	0	0
88	JP1	SLU-44	Combination	Min	0	551	33063	-25103	0	0
89	JP1	SLU-45	Combination	Max	0	586	36240	-18473	0	0
90	JP1	SLU-45	Combination	Min	0	547	33045	-25004	0	0
91	JP1	SLU-46	Combination	Max	0	586	36240	-18473	0	0
92	JP1	SLU-46	Combination	Min	0	547	33045	-25004	0	0
93	JP1	SLU-47	Combination	Max	0	599	36214	-18823	0	0
94	JP1	SLU-47	Combination	Min	0	560	33019	-25354	0	0
95	JP1	SLU-48	Combination	Max	0	599	36214	-18823	0	0
96	JP1	SLU-48	Combination	Min	0	560	33019	-25354	0	0
97	JP1	SLU-49	Combination	Max	0	595	36196	-18724	0	0
98	JP1	SLU-49	Combination	Min	0	556	33001	-25255	0	0
99	JP1	SLU-50	Combination	Max	0	595	36196	-18724	0	0
100	JP1	SLU-50	Combination	Min	0	556	33001	-25255	0	0
101	JP1	SLUS-01p	Combination	Max	893	442	24717	11245	16869	0
102	JP1	SLUS-01p	Combination	Min	-893	-515	22894	-9302	-16869	0
103	JP1	SLUS-02p	Combination	Max	893	442	24717	11245	16869	0
104	JP1	SLUS-02p	Combination	Min	-893	-515	22894	-9302	-16869	0
105	JP1	SLUS-03p	Combination	Max	893	440	24707	11300	16869	0
106	JP1	SLUS-03p	Combination	Min	-893	-517	22884	-9247	-16869	0
107	JP1	SLUS-04p	Combination	Max	893	440	24707	11300	16869	0
108	JP1	SLUS-04p	Combination	Min	-893	-517	22884	-9247	-16869	0
109	JP1	SLUS-05p	Combination	Max	893	447	24693	11105	16869	0
110	JP1	SLUS-05p	Combination	Min	-893	-509	22870	-9442	-16869	0
111	JP1	SLUS-06p	Combination	Max	893	447	24693	11105	16869	0
112	JP1	SLUS-06p	Combination	Min	-893	-509	22870	-9442	-16869	0
113	JP1	SLUS-07p	Combination	Max	893	445	24683	11160	16869	0
114	JP1	SLUS-07p	Combination	Min	-893	-511	22860	-9387	-16869	0
115	JP1	SLUS-08p	Combination	Max	893	445	24683	11160	16869	0
116	JP1	SLUS-08p	Combination	Min	-893	-511	22860	-9387	-16869	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	289 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
117	JP1	SLUS-09p	Combination	Max	893	442	24717	11245	16869	0
118	JP1	SLUS-09p	Combination	Min	-893	-515	22894	-9302	-16869	0
119	JP1	SLUS-10p	Combination	Max	893	442	24717	11245	16869	0
120	JP1	SLUS-10p	Combination	Min	-893	-515	22894	-9302	-16869	0
121	JP1	SLUS-11p	Combination	Max	893	440	24707	11300	16869	0
122	JP1	SLUS-11p	Combination	Min	-893	-517	22884	-9247	-16869	0
123	JP1	SLUS-12p	Combination	Max	893	440	24707	11300	16869	0
124	JP1	SLUS-12p	Combination	Min	-893	-517	22884	-9247	-16869	0
125	JP1	SLUS-13p	Combination	Max	893	447	24693	11105	16869	0
126	JP1	SLUS-13p	Combination	Min	-893	-509	22870	-9442	-16869	0
127	JP1	SLUS-14p	Combination	Max	893	447	24693	11105	16869	0
128	JP1	SLUS-14p	Combination	Min	-893	-509	22870	-9442	-16869	0
129	JP1	SLUS-15p	Combination	Max	893	445	24683	11160	16869	0
130	JP1	SLUS-15p	Combination	Min	-893	-511	22860	-9387	-16869	0
131	JP1	SLUS-16p	Combination	Max	893	445	24683	11160	16869	0
132	JP1	SLUS-16p	Combination	Min	-893	-511	22860	-9387	-16869	0
133	JP1	SLUS-17p	Combination	Max	268	1508	24694	34814	5061	0
134	JP1	SLUS-17p	Combination	Min	-268	-1580	22917	-32872	-5061	0
135	JP1	SLUS-18p	Combination	Max	268	1508	24694	34814	5061	0
136	JP1	SLUS-18p	Combination	Min	-268	-1580	22917	-32872	-5061	0
137	JP1	SLUS-19p	Combination	Max	268	1506	24684	34869	5061	0
138	JP1	SLUS-19p	Combination	Min	-268	-1582	22907	-32817	-5061	0
139	JP1	SLUS-20p	Combination	Max	268	1506	24684	34869	5061	0
140	JP1	SLUS-20p	Combination	Min	-268	-1582	22907	-32817	-5061	0
141	JP1	SLUS-21p	Combination	Max	268	1513	24670	34675	5061	0
142	JP1	SLUS-21p	Combination	Min	-268	-1575	22893	-33011	-5061	0
143	JP1	SLUS-22p	Combination	Max	268	1513	24670	34675	5061	0
144	JP1	SLUS-22p	Combination	Min	-268	-1575	22893	-33011	-5061	0
145	JP1	SLUS-23p	Combination	Max	268	1511	24660	34730	5061	0
146	JP1	SLUS-23p	Combination	Min	-268	-1577	22883	-32956	-5061	0
147	JP1	SLUS-24p	Combination	Max	268	1511	24660	34730	5061	0
148	JP1	SLUS-24p	Combination	Min	-268	-1577	22883	-32956	-5061	0
149	JP1	SLUS-25p	Combination	Max	268	1508	24694	34814	5061	0
150	JP1	SLUS-25p	Combination	Min	-268	-1580	22917	-32872	-5061	0
151	JP1	SLUS-26p	Combination	Max	268	1508	24694	34814	5061	0
152	JP1	SLUS-26p	Combination	Min	-268	-1580	22917	-32872	-5061	0
153	JP1	SLUS-27p	Combination	Max	268	1506	24684	34869	5061	0
154	JP1	SLUS-27p	Combination	Min	-268	-1582	22907	-32817	-5061	0
155	JP1	SLUS-28p	Combination	Max	268	1506	24684	34869	5061	0
156	JP1	SLUS-28p	Combination	Min	-268	-1582	22907	-32817	-5061	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	290 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
157	JP1	SLUS-29p	Combination	Max	268	1513	24670	34675	5061	0
158	JP1	SLUS-29p	Combination	Min	-268	-1575	22893	-33011	-5061	0
159	JP1	SLUS-30p	Combination	Max	268	1513	24670	34675	5061	0
160	JP1	SLUS-30p	Combination	Min	-268	-1575	22893	-33011	-5061	0
161	JP1	SLUS-31p	Combination	Max	268	1511	24660	34730	5061	0
162	JP1	SLUS-31p	Combination	Min	-268	-1577	22883	-32956	-5061	0
163	JP1	SLUS-32p	Combination	Max	268	1511	24660	34730	5061	0
164	JP1	SLUS-32p	Combination	Min	-268	-1577	22883	-32956	-5061	0
165	JP1	SLUS-33p	Combination	Max	268	483	25926	11491	5061	0
166	JP1	SLUS-33p	Combination	Min	-268	-555	21685	-9548	-5061	0
167	JP1	SLUS-34p	Combination	Max	268	483	25926	11491	5061	0
168	JP1	SLUS-34p	Combination	Min	-268	-555	21685	-9548	-5061	0
169	JP1	SLUS-35p	Combination	Max	268	481	25916	11546	5061	0
170	JP1	SLUS-35p	Combination	Min	-268	-557	21675	-9493	-5061	0
171	JP1	SLUS-36p	Combination	Max	268	481	25916	11546	5061	0
172	JP1	SLUS-36p	Combination	Min	-268	-557	21675	-9493	-5061	0
173	JP1	SLUS-37p	Combination	Max	268	488	25902	11351	5061	0
174	JP1	SLUS-37p	Combination	Min	-268	-550	21661	-9688	-5061	0
175	JP1	SLUS-38p	Combination	Max	268	488	25902	11351	5061	0
176	JP1	SLUS-38p	Combination	Min	-268	-550	21661	-9688	-5061	0
177	JP1	SLUS-39p	Combination	Max	268	486	25892	11406	5061	0
178	JP1	SLUS-39p	Combination	Min	-268	-552	21651	-9633	-5061	0
179	JP1	SLUS-40p	Combination	Max	268	486	25892	11406	5061	0
180	JP1	SLUS-40p	Combination	Min	-268	-552	21651	-9633	-5061	0
181	JP1	SLUS-41p	Combination	Max	268	483	25926	11491	5061	0
182	JP1	SLUS-41p	Combination	Min	-268	-555	21685	-9548	-5061	0
183	JP1	SLUS-42p	Combination	Max	268	483	25926	11491	5061	0
184	JP1	SLUS-42p	Combination	Min	-268	-555	21685	-9548	-5061	0
185	JP1	SLUS-43p	Combination	Max	268	481	25916	11546	5061	0
186	JP1	SLUS-43p	Combination	Min	-268	-557	21675	-9493	-5061	0
187	JP1	SLUS-44p	Combination	Max	268	481	25916	11546	5061	0
188	JP1	SLUS-44p	Combination	Min	-268	-557	21675	-9493	-5061	0
189	JP1	SLUS-45p	Combination	Max	268	488	25902	11351	5061	0
190	JP1	SLUS-45p	Combination	Min	-268	-550	21661	-9688	-5061	0
191	JP1	SLUS-46p	Combination	Max	268	488	25902	11351	5061	0
192	JP1	SLUS-46p	Combination	Min	-268	-550	21661	-9688	-5061	0
193	JP1	SLUS-47p	Combination	Max	268	486	25892	11406	5061	0
194	JP1	SLUS-47p	Combination	Min	-268	-552	21651	-9633	-5061	0
195	JP1	SLUS-48p	Combination	Max	268	486	25892	11406	5061	0
196	JP1	SLUS-48p	Combination	Min	-268	-552	21651	-9633	-5061	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE  MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.  MANDANTI  <b>CITIZIA</b> s.r.l. RICERCA - VALUTA - AMBIENTE  <b>sinergo</b>  <b>D_VA</b> D_VisionArchitecture	REV.  A	FOGLIO  291 di 342  Data  10/2023
--	---	---------------	---

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 292 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

## Pila 2 e Pila 3

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
1	JP2	SLU-01	Combination	Max	0	-6	36127	288	0	0
2	JP2	SLU-01	Combination	Min	0	-10	35563	205	0	0
3	JP2	SLU-02	Combination	Max	0	-6	36127	288	0	0
4	JP2	SLU-02	Combination	Min	0	-10	35563	205	0	0
5	JP2	SLU-03	Combination	Max	0	1256	41361	-42240	0	0
6	JP2	SLU-03	Combination	Min	0	1252	40797	-42322	0	0
7	JP2	SLU-04	Combination	Max	0	1256	41361	-42240	0	0
8	JP2	SLU-04	Combination	Min	0	1252	40797	-42322	0	0
9	JP2	SLU-05	Combination	Max	0	1256	41371	-42247	0	0
10	JP2	SLU-05	Combination	Min	0	1252	40806	-42330	0	0
11	JP2	SLU-06	Combination	Max	0	1256	41371	-42247	0	0
12	JP2	SLU-06	Combination	Min	0	1252	40806	-42330	0	0
13	JP2	SLU-07	Combination	Max	0	1255	41383	-42219	0	0
14	JP2	SLU-07	Combination	Min	0	1251	40819	-42302	0	0
15	JP2	SLU-08	Combination	Max	0	1255	41383	-42219	0	0
16	JP2	SLU-08	Combination	Min	0	1251	40819	-42302	0	0
17	JP2	SLU-09	Combination	Max	0	1255	41393	-42227	0	0
18	JP2	SLU-09	Combination	Min	0	1251	40828	-42310	0	0
19	JP2	SLU-10	Combination	Max	0	1255	41393	-42227	0	0
20	JP2	SLU-10	Combination	Min	0	1251	40828	-42310	0	0
21	JP2	SLU-11	Combination	Max	0	751	39250	-25235	0	0
22	JP2	SLU-11	Combination	Min	0	747	38686	-25318	0	0
23	JP2	SLU-12	Combination	Max	0	751	39250	-25235	0	0
24	JP2	SLU-12	Combination	Min	0	747	38686	-25318	0	0
25	JP2	SLU-13	Combination	Max	0	752	39266	-25248	0	0
26	JP2	SLU-13	Combination	Min	0	748	38702	-25330	0	0
27	JP2	SLU-14	Combination	Max	0	752	39266	-25248	0	0
28	JP2	SLU-14	Combination	Min	0	748	38702	-25330	0	0
29	JP2	SLU-15	Combination	Max	0	750	39287	-25201	0	0
30	JP2	SLU-15	Combination	Min	0	746	38722	-25283	0	0
31	JP2	SLU-16	Combination	Max	0	750	39287	-25201	0	0
32	JP2	SLU-16	Combination	Min	0	746	38722	-25283	0	0
33	JP2	SLU-17	Combination	Max	0	750	39303	-25213	0	0
34	JP2	SLU-17	Combination	Min	0	746	38738	-25296	0	0
35	JP2	SLU-18	Combination	Max	0	750	39303	-25213	0	0
36	JP2	SLU-18	Combination	Min	0	746	38738	-25296	0	0
37	JP2	SLU-19	Combination	Max	0	766	45420	-24055	0	0
38	JP2	SLU-19	Combination	Min	0	718	39467	-38774	0	0
39	JP2	SLU-20	Combination	Max	0	766	45420	-24055	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	293 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
40	JP2	SLU-20	Combination	Min	0	718	39467	-38774	0	0
41	JP2	SLU-21	Combination	Max	0	766	45430	-24063	0	0
42	JP2	SLU-21	Combination	Min	0	719	39477	-38782	0	0
43	JP2	SLU-22	Combination	Max	0	766	45430	-24063	0	0
44	JP2	SLU-22	Combination	Min	0	719	39477	-38782	0	0
45	JP2	SLU-23	Combination	Max	0	765	45442	-24035	0	0
46	JP2	SLU-23	Combination	Min	0	717	39489	-38754	0	0
47	JP2	SLU-24	Combination	Max	0	765	45442	-24035	0	0
48	JP2	SLU-24	Combination	Min	0	717	39489	-38754	0	0
49	JP2	SLU-25	Combination	Max	0	765	45452	-24042	0	0
50	JP2	SLU-25	Combination	Min	0	718	39499	-38761	0	0
51	JP2	SLU-26	Combination	Max	0	765	45452	-24042	0	0
52	JP2	SLU-26	Combination	Min	0	718	39499	-38761	0	0
53	JP2	SLU-27	Combination	Max	0	766	45420	-24055	0	0
54	JP2	SLU-27	Combination	Min	0	718	39467	-38774	0	0
55	JP2	SLU-28	Combination	Max	0	766	45420	-24055	0	0
56	JP2	SLU-28	Combination	Min	0	718	39467	-38774	0	0
57	JP2	SLU-29	Combination	Max	0	766	45430	-24063	0	0
58	JP2	SLU-29	Combination	Min	0	719	39477	-38782	0	0
59	JP2	SLU-30	Combination	Max	0	766	45430	-24063	0	0
60	JP2	SLU-30	Combination	Min	0	719	39477	-38782	0	0
61	JP2	SLU-31	Combination	Max	0	765	45442	-24035	0	0
62	JP2	SLU-31	Combination	Min	0	717	39489	-38754	0	0
63	JP2	SLU-32	Combination	Max	0	765	45442	-24035	0	0
64	JP2	SLU-32	Combination	Min	0	717	39489	-38754	0	0
65	JP2	SLU-33	Combination	Max	0	765	45452	-24042	0	0
66	JP2	SLU-33	Combination	Min	0	718	39499	-38761	0	0
67	JP2	SLU-34	Combination	Max	0	765	45452	-24042	0	0
68	JP2	SLU-34	Combination	Min	0	718	39499	-38761	0	0
69	JP2	SLU-35	Combination	Max	0	760	42172	-24346	0	0
70	JP2	SLU-35	Combination	Min	0	732	38848	-31787	0	0
71	JP2	SLU-36	Combination	Max	0	760	42172	-24346	0	0
72	JP2	SLU-36	Combination	Min	0	732	38848	-31787	0	0
73	JP2	SLU-37	Combination	Max	0	760	42182	-24353	0	0
74	JP2	SLU-37	Combination	Min	0	732	38858	-31795	0	0
75	JP2	SLU-38	Combination	Max	0	760	42182	-24353	0	0
76	JP2	SLU-38	Combination	Min	0	732	38858	-31795	0	0
77	JP2	SLU-39	Combination	Max	0	759	42194	-24325	0	0
78	JP2	SLU-39	Combination	Min	0	731	38870	-31766	0	0
79	JP2	SLU-40	Combination	Max	0	759	42194	-24325	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		A	294 di 342
				Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
80	JP2	SLU-40	Combination	Min	0	731	38870	-31766	0	0
81	JP2	SLU-41	Combination	Max	0	759	42204	-24333	0	0
82	JP2	SLU-41	Combination	Min	0	731	38880	-31774	0	0
83	JP2	SLU-42	Combination	Max	0	759	42204	-24333	0	0
84	JP2	SLU-42	Combination	Min	0	731	38880	-31774	0	0
85	JP2	SLU-43	Combination	Max	0	760	42172	-24346	0	0
86	JP2	SLU-43	Combination	Min	0	732	38848	-31787	0	0
87	JP2	SLU-44	Combination	Max	0	760	42172	-24346	0	0
88	JP2	SLU-44	Combination	Min	0	732	38848	-31787	0	0
89	JP2	SLU-45	Combination	Max	0	760	42182	-24353	0	0
90	JP2	SLU-45	Combination	Min	0	732	38858	-31795	0	0
91	JP2	SLU-46	Combination	Max	0	760	42182	-24353	0	0
92	JP2	SLU-46	Combination	Min	0	732	38858	-31795	0	0
93	JP2	SLU-47	Combination	Max	0	759	42194	-24325	0	0
94	JP2	SLU-47	Combination	Min	0	731	38870	-31766	0	0
95	JP2	SLU-48	Combination	Max	0	759	42194	-24325	0	0
96	JP2	SLU-48	Combination	Min	0	731	38870	-31766	0	0
97	JP2	SLU-49	Combination	Max	0	759	42204	-24333	0	0
98	JP2	SLU-49	Combination	Min	0	731	38880	-31774	0	0
99	JP2	SLU-50	Combination	Max	0	759	42204	-24333	0	0
100	JP2	SLU-50	Combination	Min	0	731	38880	-31774	0	0
101	JP2	SLUS-01p	Combination	Max	3247	805	29240	18455	86025	864
102	JP2	SLUS-01p	Combination	Min	-3247	-817	27220	-18096	-86025	-864
103	JP2	SLUS-02p	Combination	Max	3247	805	29240	18455	86025	864
104	JP2	SLUS-02p	Combination	Min	-3247	-817	27220	-18096	-86025	-864
105	JP2	SLUS-03p	Combination	Max	3247	805	29246	18451	86025	864
106	JP2	SLUS-03p	Combination	Min	-3247	-817	27226	-18100	-86025	-864
107	JP2	SLUS-04p	Combination	Max	3247	805	29246	18451	86025	864
108	JP2	SLUS-04p	Combination	Min	-3247	-817	27226	-18100	-86025	-864
109	JP2	SLUS-05p	Combination	Max	3247	804	29253	18467	86025	864
110	JP2	SLUS-05p	Combination	Min	-3247	-817	27232	-18085	-86025	-864
111	JP2	SLUS-06p	Combination	Max	3247	804	29253	18467	86025	864
112	JP2	SLUS-06p	Combination	Min	-3247	-817	27232	-18085	-86025	-864
113	JP2	SLUS-07p	Combination	Max	3247	804	29258	18462	86025	864
114	JP2	SLUS-07p	Combination	Min	-3247	-817	27238	-18089	-86025	-864
115	JP2	SLUS-08p	Combination	Max	3247	804	29258	18462	86025	864
116	JP2	SLUS-08p	Combination	Min	-3247	-817	27238	-18089	-86025	-864
117	JP2	SLUS-09p	Combination	Max	3247	805	29240	18455	86025	864
118	JP2	SLUS-09p	Combination	Min	-3247	-817	27220	-18096	-86025	-864
119	JP2	SLUS-10p	Combination	Max	3247	805	29240	18455	86025	864

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 295 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VA D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
120	JP2	SLUS-10p	Combination	Min	-3247	-817	27220	-18096	-86025	-864
121	JP2	SLUS-11p	Combination	Max	3247	805	29246	18451	86025	864
122	JP2	SLUS-11p	Combination	Min	-3247	-817	27226	-18100	-86025	-864
123	JP2	SLUS-12p	Combination	Max	3247	805	29246	18451	86025	864
124	JP2	SLUS-12p	Combination	Min	-3247	-817	27226	-18100	-86025	-864
125	JP2	SLUS-13p	Combination	Max	3247	804	29253	18467	86025	864
126	JP2	SLUS-13p	Combination	Min	-3247	-817	27232	-18085	-86025	-864
127	JP2	SLUS-14p	Combination	Max	3247	804	29253	18467	86025	864
128	JP2	SLUS-14p	Combination	Min	-3247	-817	27232	-18085	-86025	-864
129	JP2	SLUS-15p	Combination	Max	3247	804	29258	18462	86025	864
130	JP2	SLUS-15p	Combination	Min	-3247	-817	27238	-18089	-86025	-864
131	JP2	SLUS-16p	Combination	Max	3247	804	29258	18462	86025	864
132	JP2	SLUS-16p	Combination	Min	-3247	-817	27238	-18089	-86025	-864
133	JP2	SLUS-17p	Combination	Max	983	2647	29238	60667	25987	2844
134	JP2	SLUS-17p	Combination	Min	-983	-2659	27222	-60308	-25987	-2844
135	JP2	SLUS-18p	Combination	Max	983	2647	29238	60667	25987	2844
136	JP2	SLUS-18p	Combination	Min	-983	-2659	27222	-60308	-25987	-2844
137	JP2	SLUS-19p	Combination	Max	983	2647	29244	60663	25987	2844
138	JP2	SLUS-19p	Combination	Min	-983	-2659	27228	-60312	-25987	-2844
139	JP2	SLUS-20p	Combination	Max	983	2647	29244	60663	25987	2844
140	JP2	SLUS-20p	Combination	Min	-983	-2659	27228	-60312	-25987	-2844
141	JP2	SLUS-21p	Combination	Max	983	2646	29251	60678	25987	2844
142	JP2	SLUS-21p	Combination	Min	-983	-2659	27235	-60297	-25987	-2844
143	JP2	SLUS-22p	Combination	Max	983	2646	29251	60678	25987	2844
144	JP2	SLUS-22p	Combination	Min	-983	-2659	27235	-60297	-25987	-2844
145	JP2	SLUS-23p	Combination	Max	983	2646	29256	60674	25987	2844
146	JP2	SLUS-23p	Combination	Min	-983	-2659	27240	-60301	-25987	-2844
147	JP2	SLUS-24p	Combination	Max	983	2646	29256	60674	25987	2844
148	JP2	SLUS-24p	Combination	Min	-983	-2659	27240	-60301	-25987	-2844
149	JP2	SLUS-25p	Combination	Max	983	2647	29238	60667	25987	2844
150	JP2	SLUS-25p	Combination	Min	-983	-2659	27222	-60308	-25987	-2844
151	JP2	SLUS-26p	Combination	Max	983	2647	29238	60667	25987	2844
152	JP2	SLUS-26p	Combination	Min	-983	-2659	27222	-60308	-25987	-2844
153	JP2	SLUS-27p	Combination	Max	983	2647	29244	60663	25987	2844
154	JP2	SLUS-27p	Combination	Min	-983	-2659	27228	-60312	-25987	-2844
155	JP2	SLUS-28p	Combination	Max	983	2647	29244	60663	25987	2844
156	JP2	SLUS-28p	Combination	Min	-983	-2659	27228	-60312	-25987	-2844
157	JP2	SLUS-29p	Combination	Max	983	2646	29251	60678	25987	2844
158	JP2	SLUS-29p	Combination	Min	-983	-2659	27235	-60297	-25987	-2844
159	JP2	SLUS-30p	Combination	Max	983	2646	29251	60678	25987	2844

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 296 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
160	JP2	SLUS-30p	Combination	Min	-983	-2659	27235	-60297	-25987	-2844
161	JP2	SLUS-31p	Combination	Max	983	2646	29256	60674	25987	2844
162	JP2	SLUS-31p	Combination	Min	-983	-2659	27240	-60301	-25987	-2844
163	JP2	SLUS-32p	Combination	Max	983	2646	29256	60674	25987	2844
164	JP2	SLUS-32p	Combination	Min	-983	-2659	27240	-60301	-25987	-2844
165	JP2	SLUS-33p	Combination	Max	998	843	30634	18665	26369	882
166	JP2	SLUS-33p	Combination	Min	-998	-855	25827	-18307	-26369	-882
167	JP2	SLUS-34p	Combination	Max	998	843	30634	18665	26369	882
168	JP2	SLUS-34p	Combination	Min	-998	-855	25827	-18307	-26369	-882
169	JP2	SLUS-35p	Combination	Max	998	843	30639	18661	26369	882
170	JP2	SLUS-35p	Combination	Min	-998	-855	25832	-18311	-26369	-882
171	JP2	SLUS-36p	Combination	Max	998	843	30639	18661	26369	882
172	JP2	SLUS-36p	Combination	Min	-998	-855	25832	-18311	-26369	-882
173	JP2	SLUS-37p	Combination	Max	998	842	30646	18677	26369	882
174	JP2	SLUS-37p	Combination	Min	-998	-855	25839	-18295	-26369	-882
175	JP2	SLUS-38p	Combination	Max	998	842	30646	18677	26369	882
176	JP2	SLUS-38p	Combination	Min	-998	-855	25839	-18295	-26369	-882
177	JP2	SLUS-39p	Combination	Max	998	842	30651	18673	26369	882
178	JP2	SLUS-39p	Combination	Min	-998	-855	25845	-18299	-26369	-882
179	JP2	SLUS-40p	Combination	Max	998	842	30651	18673	26369	882
180	JP2	SLUS-40p	Combination	Min	-998	-855	25845	-18299	-26369	-882
181	JP2	SLUS-41p	Combination	Max	998	843	30634	18665	26369	882
182	JP2	SLUS-41p	Combination	Min	-998	-855	25827	-18307	-26369	-882
183	JP2	SLUS-42p	Combination	Max	998	843	30634	18665	26369	882
184	JP2	SLUS-42p	Combination	Min	-998	-855	25827	-18307	-26369	-882
185	JP2	SLUS-43p	Combination	Max	998	843	30639	18661	26369	882
186	JP2	SLUS-43p	Combination	Min	-998	-855	25832	-18311	-26369	-882
187	JP2	SLUS-44p	Combination	Max	998	843	30639	18661	26369	882
188	JP2	SLUS-44p	Combination	Min	-998	-855	25832	-18311	-26369	-882
189	JP2	SLUS-45p	Combination	Max	998	842	30646	18677	26369	882
190	JP2	SLUS-45p	Combination	Min	-998	-855	25839	-18295	-26369	-882
191	JP2	SLUS-46p	Combination	Max	998	842	30646	18677	26369	882
192	JP2	SLUS-46p	Combination	Min	-998	-855	25839	-18295	-26369	-882
193	JP2	SLUS-47p	Combination	Max	998	842	30651	18673	26369	882
194	JP2	SLUS-47p	Combination	Min	-998	-855	25845	-18299	-26369	-882
195	JP2	SLUS-48p	Combination	Max	998	842	30651	18673	26369	882
196	JP2	SLUS-48p	Combination	Min	-998	-855	25845	-18299	-26369	-882
197	JP3	SLU-01	Combination	Max	0	14	32340	-219	0	27
198	JP3	SLU-01	Combination	Min	0	8	31743	-314	0	26
199	JP3	SLU-02	Combination	Max	0	14	32340	-219	0	27

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	297 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
200	JP3	SLU-02	Combination	Min	0	8	31743	-314	0	26
201	JP3	SLU-03	Combination	Max	0	1248	37424	-38418	0	106
202	JP3	SLU-03	Combination	Min	0	1243	36827	-38513	0	105
203	JP3	SLU-04	Combination	Max	0	1248	37424	-38418	0	106
204	JP3	SLU-04	Combination	Min	0	1243	36827	-38513	0	105
205	JP3	SLU-05	Combination	Max	0	1248	37422	-38421	0	110
206	JP3	SLU-05	Combination	Min	0	1243	36825	-38516	0	109
207	JP3	SLU-06	Combination	Max	0	1248	37422	-38421	0	110
208	JP3	SLU-06	Combination	Min	0	1243	36825	-38516	0	109
209	JP3	SLU-07	Combination	Max	0	1248	37419	-38412	0	95
210	JP3	SLU-07	Combination	Min	0	1242	36822	-38507	0	94
211	JP3	SLU-08	Combination	Max	0	1248	37419	-38412	0	95
212	JP3	SLU-08	Combination	Min	0	1242	36822	-38507	0	94
213	JP3	SLU-09	Combination	Max	0	1248	37417	-38415	0	99
214	JP3	SLU-09	Combination	Min	0	1242	36820	-38509	0	98
215	JP3	SLU-10	Combination	Max	0	1248	37417	-38415	0	99
216	JP3	SLU-10	Combination	Min	0	1242	36820	-38509	0	98
217	JP3	SLU-11	Combination	Max	0	754	35394	-23140	0	77
218	JP3	SLU-11	Combination	Min	0	749	34797	-23235	0	76
219	JP3	SLU-12	Combination	Max	0	754	35394	-23140	0	77
220	JP3	SLU-12	Combination	Min	0	749	34797	-23235	0	76
221	JP3	SLU-13	Combination	Max	0	754	35390	-23144	0	84
222	JP3	SLU-13	Combination	Min	0	749	34794	-23239	0	83
223	JP3	SLU-14	Combination	Max	0	754	35390	-23144	0	84
224	JP3	SLU-14	Combination	Min	0	749	34794	-23239	0	83
225	JP3	SLU-15	Combination	Max	0	754	35386	-23130	0	60
226	JP3	SLU-15	Combination	Min	0	749	34789	-23225	0	59
227	JP3	SLU-16	Combination	Max	0	754	35386	-23130	0	60
228	JP3	SLU-16	Combination	Min	0	749	34789	-23225	0	59
229	JP3	SLU-17	Combination	Max	0	754	35383	-23134	0	67
230	JP3	SLU-17	Combination	Min	0	749	34786	-23229	0	66
231	JP3	SLU-18	Combination	Max	0	754	35383	-23134	0	67
232	JP3	SLU-18	Combination	Min	0	749	34786	-23229	0	66
233	JP3	SLU-19	Combination	Max	0	773	41617	-21918	0	1540
234	JP3	SLU-19	Combination	Min	0	726	35482	-37067	0	-1372
235	JP3	SLU-20	Combination	Max	0	773	41617	-21918	0	1540
236	JP3	SLU-20	Combination	Min	0	726	35482	-37067	0	-1372
237	JP3	SLU-21	Combination	Max	0	773	41615	-21921	0	1544
238	JP3	SLU-21	Combination	Min	0	726	35480	-37069	0	-1368
239	JP3	SLU-22	Combination	Max	0	773	41615	-21921	0	1544

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	298 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
240	JP3	SLU-22	Combination	Min	0	726	35480	-37069	0	-1368
241	JP3	SLU-23	Combination	Max	0	773	41612	-21912	0	1529
242	JP3	SLU-23	Combination	Min	0	726	35477	-37060	0	-1383
243	JP3	SLU-24	Combination	Max	0	773	41612	-21912	0	1529
244	JP3	SLU-24	Combination	Min	0	726	35477	-37060	0	-1383
245	JP3	SLU-25	Combination	Max	0	773	41610	-21915	0	1533
246	JP3	SLU-25	Combination	Min	0	726	35475	-37063	0	-1378
247	JP3	SLU-26	Combination	Max	0	773	41610	-21915	0	1533
248	JP3	SLU-26	Combination	Min	0	726	35475	-37063	0	-1378
249	JP3	SLU-27	Combination	Max	0	773	41617	-21918	0	1540
250	JP3	SLU-27	Combination	Min	0	726	35482	-37067	0	-1372
251	JP3	SLU-28	Combination	Max	0	773	41617	-21918	0	1540
252	JP3	SLU-28	Combination	Min	0	726	35482	-37067	0	-1372
253	JP3	SLU-29	Combination	Max	0	773	41615	-21921	0	1544
254	JP3	SLU-29	Combination	Min	0	726	35480	-37069	0	-1368
255	JP3	SLU-30	Combination	Max	0	773	41615	-21921	0	1544
256	JP3	SLU-30	Combination	Min	0	726	35480	-37069	0	-1368
257	JP3	SLU-31	Combination	Max	0	773	41612	-21912	0	1529
258	JP3	SLU-31	Combination	Min	0	726	35477	-37060	0	-1383
259	JP3	SLU-32	Combination	Max	0	773	41612	-21912	0	1529
260	JP3	SLU-32	Combination	Min	0	726	35477	-37060	0	-1383
261	JP3	SLU-33	Combination	Max	0	773	41610	-21915	0	1533
262	JP3	SLU-33	Combination	Min	0	726	35475	-37063	0	-1378
263	JP3	SLU-34	Combination	Max	0	773	41610	-21915	0	1533
264	JP3	SLU-34	Combination	Min	0	726	35475	-37063	0	-1378
265	JP3	SLU-35	Combination	Max	-1215	764	38357	-22215	-29464	363
266	JP3	SLU-35	Combination	Min	-1215	737	34941	-29923	-29464	-2214
267	JP3	SLU-36	Combination	Max	-1215	764	38357	-22215	-29464	363
268	JP3	SLU-36	Combination	Min	-1215	737	34941	-29923	-29464	-2214
269	JP3	SLU-37	Combination	Max	-1215	764	38355	-22218	-29464	367
270	JP3	SLU-37	Combination	Min	-1215	737	34939	-29926	-29464	-2210
271	JP3	SLU-38	Combination	Max	-1215	764	38355	-22218	-29464	367
272	JP3	SLU-38	Combination	Min	-1215	737	34939	-29926	-29464	-2210
273	JP3	SLU-39	Combination	Max	-1215	764	38352	-22209	-29464	352
274	JP3	SLU-39	Combination	Min	-1215	737	34936	-29917	-29464	-2225
275	JP3	SLU-40	Combination	Max	-1215	764	38352	-22209	-29464	352
276	JP3	SLU-40	Combination	Min	-1215	737	34936	-29917	-29464	-2225
277	JP3	SLU-41	Combination	Max	-1215	764	38350	-22212	-29464	356
278	JP3	SLU-41	Combination	Min	-1215	737	34934	-29920	-29464	-2220
279	JP3	SLU-42	Combination	Max	-1215	764	38350	-22212	-29464	356

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 299 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
280	JP3	SLU-42	Combination	Min	-1215	737	34934	-29920	-29464	-2220
281	JP3	SLU-43	Combination	Max	-1215	764	38357	-22215	-29464	363
282	JP3	SLU-43	Combination	Min	-1215	737	34941	-29923	-29464	-2214
283	JP3	SLU-44	Combination	Max	-1215	764	38357	-22215	-29464	363
284	JP3	SLU-44	Combination	Min	-1215	737	34941	-29923	-29464	-2214
285	JP3	SLU-45	Combination	Max	-1215	764	38355	-22218	-29464	367
286	JP3	SLU-45	Combination	Min	-1215	737	34939	-29926	-29464	-2210
287	JP3	SLU-46	Combination	Max	-1215	764	38355	-22218	-29464	367
288	JP3	SLU-46	Combination	Min	-1215	737	34939	-29926	-29464	-2210
289	JP3	SLU-47	Combination	Max	-1215	764	38352	-22209	-29464	352
290	JP3	SLU-47	Combination	Min	-1215	737	34936	-29917	-29464	-2225
291	JP3	SLU-48	Combination	Max	-1215	764	38352	-22209	-29464	352
292	JP3	SLU-48	Combination	Min	-1215	737	34936	-29917	-29464	-2225
293	JP3	SLU-49	Combination	Max	-1215	764	38350	-22212	-29464	356
294	JP3	SLU-49	Combination	Min	-1215	737	34934	-29920	-29464	-2220
295	JP3	SLU-50	Combination	Max	-1215	764	38350	-22212	-29464	356
296	JP3	SLU-50	Combination	Min	-1215	737	34934	-29920	-29464	-2220
297	JP3	SLUS-01p	Combination	Max	4490	925	25978	-2775	13469	1216
298	JP3	SLUS-01p	Combination	Min	-4490	-909	23743	2727	-13469	-1173
299	JP3	SLUS-02p	Combination	Max	4490	925	25978	-2775	13469	1216
300	JP3	SLUS-02p	Combination	Min	-4490	-909	23743	2727	-13469	-1173
301	JP3	SLUS-03p	Combination	Max	4490	925	25977	-2775	13469	1218
302	JP3	SLUS-03p	Combination	Min	-4490	-909	23742	2727	-13469	-1171
303	JP3	SLUS-04p	Combination	Max	4490	925	25977	-2775	13469	1218
304	JP3	SLUS-04p	Combination	Min	-4490	-909	23742	2727	-13469	-1171
305	JP3	SLUS-05p	Combination	Max	4490	925	25976	-2775	13469	1210
306	JP3	SLUS-05p	Combination	Min	-4490	-909	23741	2727	-13469	-1179
307	JP3	SLUS-06p	Combination	Max	4490	925	25976	-2775	13469	1210
308	JP3	SLUS-06p	Combination	Min	-4490	-909	23741	2727	-13469	-1179
309	JP3	SLUS-07p	Combination	Max	4490	925	25975	-2775	13469	1212
310	JP3	SLUS-07p	Combination	Min	-4490	-909	23740	2727	-13469	-1176
311	JP3	SLUS-08p	Combination	Max	4490	925	25975	-2775	13469	1212
312	JP3	SLUS-08p	Combination	Min	-4490	-909	23740	2727	-13469	-1176
313	JP3	SLUS-09p	Combination	Max	4490	925	25978	-2775	13469	1216
314	JP3	SLUS-09p	Combination	Min	-4490	-909	23743	2727	-13469	-1173
315	JP3	SLUS-10p	Combination	Max	4490	925	25978	-2775	13469	1216
316	JP3	SLUS-10p	Combination	Min	-4490	-909	23743	2727	-13469	-1173
317	JP3	SLUS-11p	Combination	Max	4490	925	25977	-2775	13469	1218
318	JP3	SLUS-11p	Combination	Min	-4490	-909	23742	2727	-13469	-1171
319	JP3	SLUS-12p	Combination	Max	4490	925	25977	-2775	13469	1218

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 300 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI 		 D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
320	JP3	SLUS-12p	Combination	Min	-4490	-909	23742	2727	-13469	-1171
321	JP3	SLUS-13p	Combination	Max	4490	925	25976	-2775	13469	1210
322	JP3	SLUS-13p	Combination	Min	-4490	-909	23741	2727	-13469	-1179
323	JP3	SLUS-14p	Combination	Max	4490	925	25976	-2775	13469	1210
324	JP3	SLUS-14p	Combination	Min	-4490	-909	23741	2727	-13469	-1179
325	JP3	SLUS-15p	Combination	Max	4490	925	25975	-2775	13469	1212
326	JP3	SLUS-15p	Combination	Min	-4490	-909	23740	2727	-13469	-1176
327	JP3	SLUS-16p	Combination	Max	4490	925	25975	-2775	13469	1212
328	JP3	SLUS-16p	Combination	Min	-4490	-909	23740	2727	-13469	-1176
329	JP3	SLUS-17p	Combination	Max	1355	3017	25943	-9051	4066	3964
330	JP3	SLUS-17p	Combination	Min	-1355	-3001	23778	9003	-4066	-3921
331	JP3	SLUS-18p	Combination	Max	1355	3017	25943	-9051	4066	3964
332	JP3	SLUS-18p	Combination	Min	-1355	-3001	23778	9003	-4066	-3921
333	JP3	SLUS-19p	Combination	Max	1355	3017	25942	-9051	4066	3966
334	JP3	SLUS-19p	Combination	Min	-1355	-3001	23777	9003	-4066	-3919
335	JP3	SLUS-20p	Combination	Max	1355	3017	25942	-9051	4066	3966
336	JP3	SLUS-20p	Combination	Min	-1355	-3001	23777	9003	-4066	-3919
337	JP3	SLUS-21p	Combination	Max	1355	3017	25941	-9051	4066	3958
338	JP3	SLUS-21p	Combination	Min	-1355	-3001	23776	9003	-4066	-3927
339	JP3	SLUS-22p	Combination	Max	1355	3017	25941	-9051	4066	3958
340	JP3	SLUS-22p	Combination	Min	-1355	-3001	23776	9003	-4066	-3927
341	JP3	SLUS-23p	Combination	Max	1355	3017	25940	-9051	4066	3961
342	JP3	SLUS-23p	Combination	Min	-1355	-3001	23775	9003	-4066	-3925
343	JP3	SLUS-24p	Combination	Max	1355	3017	25940	-9051	4066	3961
344	JP3	SLUS-24p	Combination	Min	-1355	-3001	23775	9003	-4066	-3925
345	JP3	SLUS-25p	Combination	Max	1355	3017	25943	-9051	4066	3964
346	JP3	SLUS-25p	Combination	Min	-1355	-3001	23778	9003	-4066	-3921
347	JP3	SLUS-26p	Combination	Max	1355	3017	25943	-9051	4066	3964
348	JP3	SLUS-26p	Combination	Min	-1355	-3001	23778	9003	-4066	-3921
349	JP3	SLUS-27p	Combination	Max	1355	3017	25942	-9051	4066	3966
350	JP3	SLUS-27p	Combination	Min	-1355	-3001	23777	9003	-4066	-3919
351	JP3	SLUS-28p	Combination	Max	1355	3017	25942	-9051	4066	3966
352	JP3	SLUS-28p	Combination	Min	-1355	-3001	23777	9003	-4066	-3919
353	JP3	SLUS-29p	Combination	Max	1355	3017	25941	-9051	4066	3958
354	JP3	SLUS-29p	Combination	Min	-1355	-3001	23776	9003	-4066	-3927
355	JP3	SLUS-30p	Combination	Max	1355	3017	25941	-9051	4066	3958
356	JP3	SLUS-30p	Combination	Min	-1355	-3001	23776	9003	-4066	-3927
357	JP3	SLUS-31p	Combination	Max	1355	3017	25940	-9051	4066	3961
358	JP3	SLUS-31p	Combination	Min	-1355	-3001	23775	9003	-4066	-3925
359	JP3	SLUS-32p	Combination	Max	1355	3017	25940	-9051	4066	3961

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	301 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
360	JP3	SLUS-32p	Combination	Min	-1355	-3001	23775	9003	-4066	-3925
361	JP3	SLUS-33p	Combination	Max	1364	960	27550	-2881	4092	1236
362	JP3	SLUS-33p	Combination	Min	-1364	-944	22172	2833	-4092	-1193
363	JP3	SLUS-34p	Combination	Max	1364	960	27550	-2881	4092	1236
364	JP3	SLUS-34p	Combination	Min	-1364	-944	22172	2833	-4092	-1193
365	JP3	SLUS-35p	Combination	Max	1364	960	27549	-2881	4092	1239
366	JP3	SLUS-35p	Combination	Min	-1364	-944	22170	2833	-4092	-1191
367	JP3	SLUS-36p	Combination	Max	1364	960	27549	-2881	4092	1239
368	JP3	SLUS-36p	Combination	Min	-1364	-944	22170	2833	-4092	-1191
369	JP3	SLUS-37p	Combination	Max	1364	960	27547	-2881	4092	1230
370	JP3	SLUS-37p	Combination	Min	-1364	-944	22169	2833	-4092	-1199
371	JP3	SLUS-38p	Combination	Max	1364	960	27547	-2881	4092	1230
372	JP3	SLUS-38p	Combination	Min	-1364	-944	22169	2833	-4092	-1199
373	JP3	SLUS-39p	Combination	Max	1364	960	27546	-2881	4092	1233
374	JP3	SLUS-39p	Combination	Min	-1364	-944	22168	2833	-4092	-1197
375	JP3	SLUS-40p	Combination	Max	1364	960	27546	-2881	4092	1233
376	JP3	SLUS-40p	Combination	Min	-1364	-944	22168	2833	-4092	-1197
377	JP3	SLUS-41p	Combination	Max	1364	960	27550	-2881	4092	1236
378	JP3	SLUS-41p	Combination	Min	-1364	-944	22172	2833	-4092	-1193
379	JP3	SLUS-42p	Combination	Max	1364	960	27550	-2881	4092	1236
380	JP3	SLUS-42p	Combination	Min	-1364	-944	22172	2833	-4092	-1193
381	JP3	SLUS-43p	Combination	Max	1364	960	27549	-2881	4092	1239
382	JP3	SLUS-43p	Combination	Min	-1364	-944	22170	2833	-4092	-1191
383	JP3	SLUS-44p	Combination	Max	1364	960	27549	-2881	4092	1239
384	JP3	SLUS-44p	Combination	Min	-1364	-944	22170	2833	-4092	-1191
385	JP3	SLUS-45p	Combination	Max	1364	960	27547	-2881	4092	1230
386	JP3	SLUS-45p	Combination	Min	-1364	-944	22169	2833	-4092	-1199
387	JP3	SLUS-46p	Combination	Max	1364	960	27547	-2881	4092	1230
388	JP3	SLUS-46p	Combination	Min	-1364	-944	22169	2833	-4092	-1199
389	JP3	SLUS-47p	Combination	Max	1364	960	27546	-2881	4092	1233
390	JP3	SLUS-47p	Combination	Min	-1364	-944	22168	2833	-4092	-1197
391	JP3	SLUS-48p	Combination	Max	1364	960	27546	-2881	4092	1233
392	JP3	SLUS-48p	Combination	Min	-1364	-944	22168	2833	-4092	-1197

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	302 di 342
			Data 10/2023	

## Pila 4

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
1	JP4	SLU-01	Combination	Max	0	22	34662	-336	0	0
2	JP4	SLU-01	Combination	Min	0	14	34065	-444	0	0
3	JP4	SLU-02	Combination	Max	0	22	34662	-336	0	0
4	JP4	SLU-02	Combination	Min	0	14	34065	-444	0	0
5	JP4	SLU-03	Combination	Max	0	1225	39744	-34634	0	0
6	JP4	SLU-03	Combination	Min	0	1217	39147	-34743	0	0
7	JP4	SLU-04	Combination	Max	0	1225	39744	-34634	0	0
8	JP4	SLU-04	Combination	Min	0	1217	39147	-34743	0	0
9	JP4	SLU-05	Combination	Max	0	1225	39742	-34636	0	0
10	JP4	SLU-05	Combination	Min	0	1217	39145	-34744	0	0
11	JP4	SLU-06	Combination	Max	0	1225	39742	-34636	0	0
12	JP4	SLU-06	Combination	Min	0	1217	39145	-34744	0	0
13	JP4	SLU-07	Combination	Max	0	1225	39744	-34631	0	0
14	JP4	SLU-07	Combination	Min	0	1217	39146	-34740	0	0
15	JP4	SLU-08	Combination	Max	0	1225	39744	-34631	0	0
16	JP4	SLU-08	Combination	Min	0	1217	39146	-34740	0	0
17	JP4	SLU-09	Combination	Max	0	1225	39742	-34632	0	0
18	JP4	SLU-09	Combination	Min	0	1217	39144	-34741	0	0
19	JP4	SLU-10	Combination	Max	0	1225	39742	-34632	0	0
20	JP4	SLU-10	Combination	Min	0	1217	39144	-34741	0	0
21	JP4	SLU-11	Combination	Max	0	744	37712	-20916	0	0
22	JP4	SLU-11	Combination	Min	0	736	37115	-21024	0	0
23	JP4	SLU-12	Combination	Max	0	744	37712	-20916	0	0
24	JP4	SLU-12	Combination	Min	0	736	37115	-21024	0	0
25	JP4	SLU-13	Combination	Max	0	744	37709	-20918	0	0
26	JP4	SLU-13	Combination	Min	0	736	37112	-21027	0	0
27	JP4	SLU-14	Combination	Max	0	744	37709	-20918	0	0
28	JP4	SLU-14	Combination	Min	0	736	37112	-21027	0	0
29	JP4	SLU-15	Combination	Max	0	743	37712	-20910	0	0
30	JP4	SLU-15	Combination	Min	0	736	37115	-21019	0	0
31	JP4	SLU-16	Combination	Max	0	743	37712	-20910	0	0
32	JP4	SLU-16	Combination	Min	0	736	37115	-21019	0	0
33	JP4	SLU-17	Combination	Max	0	743	37709	-20913	0	0
34	JP4	SLU-17	Combination	Min	0	736	37112	-21021	0	0
35	JP4	SLU-18	Combination	Max	0	743	37709	-20913	0	0
36	JP4	SLU-18	Combination	Min	0	736	37112	-21021	0	0
37	JP4	SLU-19	Combination	Max	0	759	43938	-19647	0	0
38	JP4	SLU-19	Combination	Min	0	718	37801	-35052	0	0
39	JP4	SLU-20	Combination	Max	0	759	43938	-19647	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	303 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
40	JP4	SLU-20	Combination	Min	0	718	37801	-35052	0	0
41	JP4	SLU-21	Combination	Max	0	759	43936	-19649	0	0
42	JP4	SLU-21	Combination	Min	0	718	37799	-35054	0	0
43	JP4	SLU-22	Combination	Max	0	759	43936	-19649	0	0
44	JP4	SLU-22	Combination	Min	0	718	37799	-35054	0	0
45	JP4	SLU-23	Combination	Max	0	759	43937	-19644	0	0
46	JP4	SLU-23	Combination	Min	0	718	37801	-35049	0	0
47	JP4	SLU-24	Combination	Max	0	759	43937	-19644	0	0
48	JP4	SLU-24	Combination	Min	0	718	37801	-35049	0	0
49	JP4	SLU-25	Combination	Max	0	759	43935	-19646	0	0
50	JP4	SLU-25	Combination	Min	0	718	37799	-35050	0	0
51	JP4	SLU-26	Combination	Max	0	759	43935	-19646	0	0
52	JP4	SLU-26	Combination	Min	0	718	37799	-35050	0	0
53	JP4	SLU-27	Combination	Max	0	759	43938	-19647	0	0
54	JP4	SLU-27	Combination	Min	0	718	37801	-35052	0	0
55	JP4	SLU-28	Combination	Max	0	759	43938	-19647	0	0
56	JP4	SLU-28	Combination	Min	0	718	37801	-35052	0	0
57	JP4	SLU-29	Combination	Max	0	759	43936	-19649	0	0
58	JP4	SLU-29	Combination	Min	0	718	37799	-35054	0	0
59	JP4	SLU-30	Combination	Max	0	759	43936	-19649	0	0
60	JP4	SLU-30	Combination	Min	0	718	37799	-35054	0	0
61	JP4	SLU-31	Combination	Max	0	759	43937	-19644	0	0
62	JP4	SLU-31	Combination	Min	0	718	37801	-35049	0	0
63	JP4	SLU-32	Combination	Max	0	759	43937	-19644	0	0
64	JP4	SLU-32	Combination	Min	0	718	37801	-35049	0	0
65	JP4	SLU-33	Combination	Max	0	759	43935	-19646	0	0
66	JP4	SLU-33	Combination	Min	0	718	37799	-35050	0	0
67	JP4	SLU-34	Combination	Max	0	759	43935	-19646	0	0
68	JP4	SLU-34	Combination	Min	0	718	37799	-35050	0	0
69	JP4	SLU-35	Combination	Max	0	753	40702	-19960	0	0
70	JP4	SLU-35	Combination	Min	0	727	37285	-27856	0	0
71	JP4	SLU-36	Combination	Max	0	753	40702	-19960	0	0
72	JP4	SLU-36	Combination	Min	0	727	37285	-27856	0	0
73	JP4	SLU-37	Combination	Max	0	753	40700	-19961	0	0
74	JP4	SLU-37	Combination	Min	0	727	37283	-27858	0	0
75	JP4	SLU-38	Combination	Max	0	753	40700	-19961	0	0
76	JP4	SLU-38	Combination	Min	0	727	37283	-27858	0	0
77	JP4	SLU-39	Combination	Max	0	752	40701	-19956	0	0
78	JP4	SLU-39	Combination	Min	0	727	37285	-27853	0	0
79	JP4	SLU-40	Combination	Max	0	752	40701	-19956	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VALUTA AMBIENTE	A	304 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
80	JP4	SLU-40	Combination	Min	0	727	37285	-27853	0	0
81	JP4	SLU-41	Combination	Max	0	752	40700	-19958	0	0
82	JP4	SLU-41	Combination	Min	0	727	37283	-27854	0	0
83	JP4	SLU-42	Combination	Max	0	752	40700	-19958	0	0
84	JP4	SLU-42	Combination	Min	0	727	37283	-27854	0	0
85	JP4	SLU-43	Combination	Max	0	753	40702	-19960	0	0
86	JP4	SLU-43	Combination	Min	0	727	37285	-27856	0	0
87	JP4	SLU-44	Combination	Max	0	753	40702	-19960	0	0
88	JP4	SLU-44	Combination	Min	0	727	37285	-27856	0	0
89	JP4	SLU-45	Combination	Max	0	753	40700	-19961	0	0
90	JP4	SLU-45	Combination	Min	0	727	37283	-27858	0	0
91	JP4	SLU-46	Combination	Max	0	753	40700	-19961	0	0
92	JP4	SLU-46	Combination	Min	0	727	37283	-27858	0	0
93	JP4	SLU-47	Combination	Max	0	752	40701	-19956	0	0
94	JP4	SLU-47	Combination	Min	0	727	37285	-27853	0	0
95	JP4	SLU-48	Combination	Max	0	752	40701	-19956	0	0
96	JP4	SLU-48	Combination	Min	0	727	37285	-27853	0	0
97	JP4	SLU-49	Combination	Max	0	752	40700	-19958	0	0
98	JP4	SLU-49	Combination	Min	0	727	37283	-27854	0	0
99	JP4	SLU-50	Combination	Max	0	752	40700	-19958	0	0
100	JP4	SLU-50	Combination	Min	0	727	37283	-27854	0	0
101	JP4	SLUS-01p	Combination	Max	6699	781	28382	12261	141348	1585
102	JP4	SLUS-01p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12839	-141348	-1585
103	JP4	SLUS-02p	Combination	Max	6699	781	28382	12261	141348	1585
104	JP4	SLUS-02p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12839	-141348	-1585
105	JP4	SLUS-03p	Combination	Max	6699	781	28381	12260	141348	1585
106	JP4	SLUS-03p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12840	-141348	-1585
107	JP4	SLUS-04p	Combination	Max	6699	781	28381	12260	141348	1585
108	JP4	SLUS-04p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12840	-141348	-1585
109	JP4	SLUS-05p	Combination	Max	6699	781	28382	12263	141348	1585
110	JP4	SLUS-05p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12837	-141348	-1585
111	JP4	SLUS-06p	Combination	Max	6699	781	28382	12263	141348	1585
112	JP4	SLUS-06p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12837	-141348	-1585
113	JP4	SLUS-07p	Combination	Max	6699	781	28381	12262	141348	1585
114	JP4	SLUS-07p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12838	-141348	-1585
115	JP4	SLUS-08p	Combination	Max	6699	781	28381	12262	141348	1585
116	JP4	SLUS-08p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12838	-141348	-1585
117	JP4	SLUS-09p	Combination	Max	6699	781	28382	12261	141348	1585
118	JP4	SLUS-09p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12839	-141348	-1585
119	JP4	SLUS-10p	Combination	Max	6699	781	28382	12261	141348	1585

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	305 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
120	JP4	SLUS-10p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12839	-141348	-1585
121	JP4	SLUS-11p	Combination	Max	6699	781	28381	12260	141348	1585
122	JP4	SLUS-11p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12840	-141348	-1585
123	JP4	SLUS-12p	Combination	Max	6699	781	28381	12260	141348	1585
124	JP4	SLUS-12p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12840	-141348	-1585
125	JP4	SLUS-13p	Combination	Max	6699	781	28382	12263	141348	1585
126	JP4	SLUS-13p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12837	-141348	-1585
127	JP4	SLUS-14p	Combination	Max	6699	781	28382	12263	141348	1585
128	JP4	SLUS-14p	Combination	Min	-6699	-754	26181	-12837	-141348	-1585
129	JP4	SLUS-15p	Combination	Max	6699	781	28381	12262	141348	1585
130	JP4	SLUS-15p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12838	-141348	-1585
131	JP4	SLUS-16p	Combination	Max	6699	781	28381	12262	141348	1585
132	JP4	SLUS-16p	Combination	Min	-6699	-754	26180	-12838	-141348	-1585
133	JP4	SLUS-17p	Combination	Max	2023	2508	28379	40839	42655	5232
134	JP4	SLUS-17p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41417	-42655	-5232
135	JP4	SLUS-18p	Combination	Max	2023	2508	28379	40839	42655	5232
136	JP4	SLUS-18p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41417	-42655	-5232
137	JP4	SLUS-19p	Combination	Max	2023	2508	28377	40838	42655	5232
138	JP4	SLUS-19p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41418	-42655	-5232
139	JP4	SLUS-20p	Combination	Max	2023	2508	28377	40838	42655	5232
140	JP4	SLUS-20p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41418	-42655	-5232
141	JP4	SLUS-21p	Combination	Max	2023	2508	28378	40841	42655	5232
142	JP4	SLUS-21p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41415	-42655	-5232
143	JP4	SLUS-22p	Combination	Max	2023	2508	28378	40841	42655	5232
144	JP4	SLUS-22p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41415	-42655	-5232
145	JP4	SLUS-23p	Combination	Max	2023	2508	28377	40840	42655	5232
146	JP4	SLUS-23p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41416	-42655	-5232
147	JP4	SLUS-24p	Combination	Max	2023	2508	28377	40840	42655	5232
148	JP4	SLUS-24p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41416	-42655	-5232
149	JP4	SLUS-25p	Combination	Max	2023	2508	28379	40839	42655	5232
150	JP4	SLUS-25p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41417	-42655	-5232
151	JP4	SLUS-26p	Combination	Max	2023	2508	28379	40839	42655	5232
152	JP4	SLUS-26p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41417	-42655	-5232
153	JP4	SLUS-27p	Combination	Max	2023	2508	28377	40838	42655	5232
154	JP4	SLUS-27p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41418	-42655	-5232
155	JP4	SLUS-28p	Combination	Max	2023	2508	28377	40838	42655	5232
156	JP4	SLUS-28p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41418	-42655	-5232
157	JP4	SLUS-29p	Combination	Max	2023	2508	28378	40841	42655	5232
158	JP4	SLUS-29p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41415	-42655	-5232
159	JP4	SLUS-30p	Combination	Max	2023	2508	28378	40841	42655	5232

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	306 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
160	JP4	SLUS-30p	Combination	Min	-2023	-2481	26185	-41415	-42655	-5232
161	JP4	SLUS-31p	Combination	Max	2023	2508	28377	40840	42655	5232
162	JP4	SLUS-31p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41416	-42655	-5232
163	JP4	SLUS-32p	Combination	Max	2023	2508	28377	40840	42655	5232
164	JP4	SLUS-32p	Combination	Min	-2023	-2481	26184	-41416	-42655	-5232
165	JP4	SLUS-33p	Combination	Max	2037	829	29961	12718	42952	1612
166	JP4	SLUS-33p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13296	-42952	-1612
167	JP4	SLUS-34p	Combination	Max	2037	829	29961	12718	42952	1612
168	JP4	SLUS-34p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13296	-42952	-1612
169	JP4	SLUS-35p	Combination	Max	2037	829	29960	12717	42952	1612
170	JP4	SLUS-35p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13297	-42952	-1612
171	JP4	SLUS-36p	Combination	Max	2037	829	29960	12717	42952	1612
172	JP4	SLUS-36p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13297	-42952	-1612
173	JP4	SLUS-37p	Combination	Max	2037	829	29961	12720	42952	1612
174	JP4	SLUS-37p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13294	-42952	-1612
175	JP4	SLUS-38p	Combination	Max	2037	829	29961	12720	42952	1612
176	JP4	SLUS-38p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13294	-42952	-1612
177	JP4	SLUS-39p	Combination	Max	2037	829	29960	12719	42952	1612
178	JP4	SLUS-39p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13295	-42952	-1612
179	JP4	SLUS-40p	Combination	Max	2037	829	29960	12719	42952	1612
180	JP4	SLUS-40p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13295	-42952	-1612
181	JP4	SLUS-41p	Combination	Max	2037	829	29961	12718	42952	1612
182	JP4	SLUS-41p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13296	-42952	-1612
183	JP4	SLUS-42p	Combination	Max	2037	829	29961	12718	42952	1612
184	JP4	SLUS-42p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13296	-42952	-1612
185	JP4	SLUS-43p	Combination	Max	2037	829	29960	12717	42952	1612
186	JP4	SLUS-43p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13297	-42952	-1612
187	JP4	SLUS-44p	Combination	Max	2037	829	29960	12717	42952	1612
188	JP4	SLUS-44p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13297	-42952	-1612
189	JP4	SLUS-45p	Combination	Max	2037	829	29961	12720	42952	1612
190	JP4	SLUS-45p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13294	-42952	-1612
191	JP4	SLUS-46p	Combination	Max	2037	829	29961	12720	42952	1612
192	JP4	SLUS-46p	Combination	Min	-2037	-802	24602	-13294	-42952	-1612
193	JP4	SLUS-47p	Combination	Max	2037	829	29960	12719	42952	1612
194	JP4	SLUS-47p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13295	-42952	-1612
195	JP4	SLUS-48p	Combination	Max	2037	829	29960	12719	42952	1612
196	JP4	SLUS-48p	Combination	Min	-2037	-802	24601	-13295	-42952	-1612

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	307 di 342
			Data 10/2023	

## Pila 5

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
1	JP5	SLU-01	Combination	Max	0	13	30236	-87	0	0
2	JP5	SLU-01	Combination	Min	0	4	29671	-197	0	0
3	JP5	SLU-02	Combination	Max	0	13	30236	-87	0	0
4	JP5	SLU-02	Combination	Min	0	4	29671	-197	0	0
5	JP5	SLU-03	Combination	Max	0	1199	35477	-31231	0	0
6	JP5	SLU-03	Combination	Min	0	1190	34912	-31340	0	0
7	JP5	SLU-04	Combination	Max	0	1199	35477	-31231	0	0
8	JP5	SLU-04	Combination	Min	0	1190	34912	-31340	0	0
9	JP5	SLU-05	Combination	Max	0	1200	35487	-31238	0	0
10	JP5	SLU-05	Combination	Min	0	1190	34922	-31348	0	0
11	JP5	SLU-06	Combination	Max	0	1200	35487	-31238	0	0
12	JP5	SLU-06	Combination	Min	0	1190	34922	-31348	0	0
13	JP5	SLU-07	Combination	Max	0	1198	35484	-31210	0	0
14	JP5	SLU-07	Combination	Min	0	1189	34919	-31320	0	0
15	JP5	SLU-08	Combination	Max	0	1198	35484	-31210	0	0
16	JP5	SLU-08	Combination	Min	0	1189	34919	-31320	0	0
17	JP5	SLU-09	Combination	Max	0	1199	35493	-31218	0	0
18	JP5	SLU-09	Combination	Min	0	1189	34928	-31328	0	0
19	JP5	SLU-10	Combination	Max	0	1199	35493	-31218	0	0
20	JP5	SLU-10	Combination	Min	0	1189	34928	-31328	0	0
21	JP5	SLU-11	Combination	Max	0	725	33371	-18779	0	0
22	JP5	SLU-11	Combination	Min	0	716	32806	-18889	0	0
23	JP5	SLU-12	Combination	Max	0	725	33371	-18779	0	0
24	JP5	SLU-12	Combination	Min	0	716	32806	-18889	0	0
25	JP5	SLU-13	Combination	Max	0	726	33387	-18792	0	0
26	JP5	SLU-13	Combination	Min	0	717	32822	-18902	0	0
27	JP5	SLU-14	Combination	Max	0	726	33387	-18792	0	0
28	JP5	SLU-14	Combination	Min	0	717	32822	-18902	0	0
29	JP5	SLU-15	Combination	Max	0	723	33382	-18745	0	0
30	JP5	SLU-15	Combination	Min	0	714	32817	-18855	0	0
31	JP5	SLU-16	Combination	Max	0	723	33382	-18745	0	0
32	JP5	SLU-16	Combination	Min	0	714	32817	-18855	0	0
33	JP5	SLU-17	Combination	Max	0	724	33398	-18758	0	0
34	JP5	SLU-17	Combination	Min	0	715	32833	-18868	0	0
35	JP5	SLU-18	Combination	Max	0	724	33398	-18758	0	0
36	JP5	SLU-18	Combination	Min	0	715	32833	-18868	0	0
37	JP5	SLU-19	Combination	Max	0	736	39538	-17465	0	0
38	JP5	SLU-19	Combination	Min	0	703	33582	-33010	0	0
39	JP5	SLU-20	Combination	Max	0	736	39538	-17465	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  <b>ZITAZIA</b> S.p.A. INGEGNERIA VANILTA AMBIENTE	<b>sinergo</b>	<b>D_VA</b> D_VisionArchitecture
				Data 10/2023

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
40	JP5	SLU-20	Combination	Min	0	703	33582	-33010	0	0
41	JP5	SLU-21	Combination	Max	0	736	39548	-17473	0	0
42	JP5	SLU-21	Combination	Min	0	704	33591	-33017	0	0
43	JP5	SLU-22	Combination	Max	0	736	39548	-17473	0	0
44	JP5	SLU-22	Combination	Min	0	704	33591	-33017	0	0
45	JP5	SLU-23	Combination	Max	0	735	39545	-17444	0	0
46	JP5	SLU-23	Combination	Min	0	702	33588	-32989	0	0
47	JP5	SLU-24	Combination	Max	0	735	39545	-17444	0	0
48	JP5	SLU-24	Combination	Min	0	702	33588	-32989	0	0
49	JP5	SLU-25	Combination	Max	0	735	39554	-17452	0	0
50	JP5	SLU-25	Combination	Min	0	703	33598	-32997	0	0
51	JP5	SLU-26	Combination	Max	0	735	39554	-17452	0	0
52	JP5	SLU-26	Combination	Min	0	703	33598	-32997	0	0
53	JP5	SLU-27	Combination	Max	0	736	39538	-17465	0	0
54	JP5	SLU-27	Combination	Min	0	703	33582	-33010	0	0
55	JP5	SLU-28	Combination	Max	0	736	39538	-17465	0	0
56	JP5	SLU-28	Combination	Min	0	703	33582	-33010	0	0
57	JP5	SLU-29	Combination	Max	0	736	39548	-17473	0	0
58	JP5	SLU-29	Combination	Min	0	704	33591	-33017	0	0
59	JP5	SLU-30	Combination	Max	0	736	39548	-17473	0	0
60	JP5	SLU-30	Combination	Min	0	704	33591	-33017	0	0
61	JP5	SLU-31	Combination	Max	0	735	39545	-17444	0	0
62	JP5	SLU-31	Combination	Min	0	702	33588	-32989	0	0
63	JP5	SLU-32	Combination	Max	0	735	39545	-17444	0	0
64	JP5	SLU-32	Combination	Min	0	702	33588	-32989	0	0
65	JP5	SLU-33	Combination	Max	0	735	39554	-17452	0	0
66	JP5	SLU-33	Combination	Min	0	703	33598	-32997	0	0
67	JP5	SLU-34	Combination	Max	0	735	39554	-17452	0	0
68	JP5	SLU-34	Combination	Min	0	703	33598	-32997	0	0
69	JP5	SLU-35	Combination	Max	0	732	36307	-17790	0	0
70	JP5	SLU-35	Combination	Min	0	709	32981	-25728	0	0
71	JP5	SLU-36	Combination	Max	0	732	36307	-17790	0	0
72	JP5	SLU-36	Combination	Min	0	709	32981	-25728	0	0
73	JP5	SLU-37	Combination	Max	0	732	36317	-17798	0	0
74	JP5	SLU-37	Combination	Min	0	709	32991	-25736	0	0
75	JP5	SLU-38	Combination	Max	0	732	36317	-17798	0	0
76	JP5	SLU-38	Combination	Min	0	709	32991	-25736	0	0
77	JP5	SLU-39	Combination	Max	0	730	36314	-17770	0	0
78	JP5	SLU-39	Combination	Min	0	708	32988	-25708	0	0
79	JP5	SLU-40	Combination	Max	0	730	36314	-17770	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	309 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
80	JP5	SLU-40	Combination	Min	0	708	32988	-25708	0	0
81	JP5	SLU-41	Combination	Max	0	731	36324	-17778	0	0
82	JP5	SLU-41	Combination	Min	0	708	32998	-25716	0	0
83	JP5	SLU-42	Combination	Max	0	731	36324	-17778	0	0
84	JP5	SLU-42	Combination	Min	0	708	32998	-25716	0	0
85	JP5	SLU-43	Combination	Max	0	732	36307	-17790	0	0
86	JP5	SLU-43	Combination	Min	0	709	32981	-25728	0	0
87	JP5	SLU-44	Combination	Max	0	732	36307	-17790	0	0
88	JP5	SLU-44	Combination	Min	0	709	32981	-25728	0	0
89	JP5	SLU-45	Combination	Max	0	732	36317	-17798	0	0
90	JP5	SLU-45	Combination	Min	0	709	32991	-25736	0	0
91	JP5	SLU-46	Combination	Max	0	732	36317	-17798	0	0
92	JP5	SLU-46	Combination	Min	0	709	32991	-25736	0	0
93	JP5	SLU-47	Combination	Max	0	730	36314	-17770	0	0
94	JP5	SLU-47	Combination	Min	0	708	32988	-25708	0	0
95	JP5	SLU-48	Combination	Max	0	730	36314	-17770	0	0
96	JP5	SLU-48	Combination	Min	0	708	32988	-25708	0	0
97	JP5	SLU-49	Combination	Max	0	731	36324	-17778	0	0
98	JP5	SLU-49	Combination	Min	0	708	32998	-25716	0	0
99	JP5	SLU-50	Combination	Max	0	731	36324	-17778	0	0
100	JP5	SLU-50	Combination	Min	0	708	32998	-25716	0	0
101	JP5	SLUS-01p	Combination	Max	576	840	24058	12292	8804	0
102	JP5	SLUS-01p	Combination	Min	-576	-828	21877	-12508	-8804	0
103	JP5	SLUS-02p	Combination	Max	576	840	24058	12292	8804	0
104	JP5	SLUS-02p	Combination	Min	-576	-828	21877	-12508	-8804	0
105	JP5	SLUS-03p	Combination	Max	576	841	24064	12288	8804	0
106	JP5	SLUS-03p	Combination	Min	-576	-828	21883	-12512	-8804	0
107	JP5	SLUS-04p	Combination	Max	576	841	24064	12288	8804	0
108	JP5	SLUS-04p	Combination	Min	-576	-828	21883	-12512	-8804	0
109	JP5	SLUS-05p	Combination	Max	576	840	24062	12304	8804	0
110	JP5	SLUS-05p	Combination	Min	-576	-828	21881	-12496	-8804	0
111	JP5	SLUS-06p	Combination	Max	576	840	24062	12304	8804	0
112	JP5	SLUS-06p	Combination	Min	-576	-828	21881	-12496	-8804	0
113	JP5	SLUS-07p	Combination	Max	576	840	24067	12299	8804	0
114	JP5	SLUS-07p	Combination	Min	-576	-828	21886	-12501	-8804	0
115	JP5	SLUS-08p	Combination	Max	576	840	24067	12299	8804	0
116	JP5	SLUS-08p	Combination	Min	-576	-828	21886	-12501	-8804	0
117	JP5	SLUS-09p	Combination	Max	576	840	24058	12292	8804	0
118	JP5	SLUS-09p	Combination	Min	-576	-828	21877	-12508	-8804	0
119	JP5	SLUS-10p	Combination	Max	576	840	24058	12292	8804	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	310 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
120	JP5	SLUS-10p	Combination	Min	-576	-828	21877	-12508	-8804	0
121	JP5	SLUS-11p	Combination	Max	576	841	24064	12288	8804	0
122	JP5	SLUS-11p	Combination	Min	-576	-828	21883	-12512	-8804	0
123	JP5	SLUS-12p	Combination	Max	576	841	24064	12288	8804	0
124	JP5	SLUS-12p	Combination	Min	-576	-828	21883	-12512	-8804	0
125	JP5	SLUS-13p	Combination	Max	576	840	24062	12304	8804	0
126	JP5	SLUS-13p	Combination	Min	-576	-828	21881	-12496	-8804	0
127	JP5	SLUS-14p	Combination	Max	576	840	24062	12304	8804	0
128	JP5	SLUS-14p	Combination	Min	-576	-828	21881	-12496	-8804	0
129	JP5	SLUS-15p	Combination	Max	576	840	24067	12299	8804	0
130	JP5	SLUS-15p	Combination	Min	-576	-828	21886	-12501	-8804	0
131	JP5	SLUS-16p	Combination	Max	576	840	24067	12299	8804	0
132	JP5	SLUS-16p	Combination	Min	-576	-828	21886	-12501	-8804	0
133	JP5	SLUS-17p	Combination	Max	173	2705	24013	40372	2641	0
134	JP5	SLUS-17p	Combination	Min	-173	-2692	21923	-40587	-2641	0
135	JP5	SLUS-18p	Combination	Max	173	2705	24013	40372	2641	0
136	JP5	SLUS-18p	Combination	Min	-173	-2692	21923	-40587	-2641	0
137	JP5	SLUS-19p	Combination	Max	173	2705	24018	40367	2641	0
138	JP5	SLUS-19p	Combination	Min	-173	-2692	21928	-40591	-2641	0
139	JP5	SLUS-20p	Combination	Max	173	2705	24018	40367	2641	0
140	JP5	SLUS-20p	Combination	Min	-173	-2692	21928	-40591	-2641	0
141	JP5	SLUS-21p	Combination	Max	173	2704	24017	40383	2641	0
142	JP5	SLUS-21p	Combination	Min	-173	-2693	21926	-40575	-2641	0
143	JP5	SLUS-22p	Combination	Max	173	2704	24017	40383	2641	0
144	JP5	SLUS-22p	Combination	Min	-173	-2693	21926	-40575	-2641	0
145	JP5	SLUS-23p	Combination	Max	173	2705	24022	40379	2641	0
146	JP5	SLUS-23p	Combination	Min	-173	-2693	21931	-40580	-2641	0
147	JP5	SLUS-24p	Combination	Max	173	2705	24022	40379	2641	0
148	JP5	SLUS-24p	Combination	Min	-173	-2693	21931	-40580	-2641	0
149	JP5	SLUS-25p	Combination	Max	173	2705	24013	40372	2641	0
150	JP5	SLUS-25p	Combination	Min	-173	-2692	21923	-40587	-2641	0
151	JP5	SLUS-26p	Combination	Max	173	2705	24013	40372	2641	0
152	JP5	SLUS-26p	Combination	Min	-173	-2692	21923	-40587	-2641	0
153	JP5	SLUS-27p	Combination	Max	173	2705	24018	40367	2641	0
154	JP5	SLUS-27p	Combination	Min	-173	-2692	21928	-40591	-2641	0
155	JP5	SLUS-28p	Combination	Max	173	2705	24018	40367	2641	0
156	JP5	SLUS-28p	Combination	Min	-173	-2692	21928	-40591	-2641	0
157	JP5	SLUS-29p	Combination	Max	173	2704	24017	40383	2641	0
158	JP5	SLUS-29p	Combination	Min	-173	-2693	21926	-40575	-2641	0
159	JP5	SLUS-30p	Combination	Max	173	2704	24017	40383	2641	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 311 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  ZITAZIA S.p.A. s.r.l. INGEGNERIA VANILITA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	
					Data 10/2023

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
160	JP5	SLUS-30p	Combination	Min	-173	-2693	21926	-40575	-2641	0
161	JP5	SLUS-31p	Combination	Max	173	2705	24022	40379	2641	0
162	JP5	SLUS-31p	Combination	Min	-173	-2693	21931	-40580	-2641	0
163	JP5	SLUS-32p	Combination	Max	173	2705	24022	40379	2641	0
164	JP5	SLUS-32p	Combination	Min	-173	-2693	21931	-40580	-2641	0
165	JP5	SLUS-33p	Combination	Max	173	896	25358	12781	2641	0
166	JP5	SLUS-33p	Combination	Min	-173	-883	20578	-12996	-2641	0
167	JP5	SLUS-34p	Combination	Max	173	896	25358	12781	2641	0
168	JP5	SLUS-34p	Combination	Min	-173	-883	20578	-12996	-2641	0
169	JP5	SLUS-35p	Combination	Max	173	896	25363	12776	2641	0
170	JP5	SLUS-35p	Combination	Min	-173	-883	20583	-13000	-2641	0
171	JP5	SLUS-36p	Combination	Max	173	896	25363	12776	2641	0
172	JP5	SLUS-36p	Combination	Min	-173	-883	20583	-13000	-2641	0
173	JP5	SLUS-37p	Combination	Max	173	895	25361	12792	2641	0
174	JP5	SLUS-37p	Combination	Min	-173	-884	20582	-12985	-2641	0
175	JP5	SLUS-38p	Combination	Max	173	895	25361	12792	2641	0
176	JP5	SLUS-38p	Combination	Min	-173	-884	20582	-12985	-2641	0
177	JP5	SLUS-39p	Combination	Max	173	895	25367	12788	2641	0
178	JP5	SLUS-39p	Combination	Min	-173	-883	20587	-12989	-2641	0
179	JP5	SLUS-40p	Combination	Max	173	895	25367	12788	2641	0
180	JP5	SLUS-40p	Combination	Min	-173	-883	20587	-12989	-2641	0
181	JP5	SLUS-41p	Combination	Max	173	896	25358	12781	2641	0
182	JP5	SLUS-41p	Combination	Min	-173	-883	20578	-12996	-2641	0
183	JP5	SLUS-42p	Combination	Max	173	896	25358	12781	2641	0
184	JP5	SLUS-42p	Combination	Min	-173	-883	20578	-12996	-2641	0
185	JP5	SLUS-43p	Combination	Max	173	896	25363	12776	2641	0
186	JP5	SLUS-43p	Combination	Min	-173	-883	20583	-13000	-2641	0
187	JP5	SLUS-44p	Combination	Max	173	896	25363	12776	2641	0
188	JP5	SLUS-44p	Combination	Min	-173	-883	20583	-13000	-2641	0
189	JP5	SLUS-45p	Combination	Max	173	895	25361	12792	2641	0
190	JP5	SLUS-45p	Combination	Min	-173	-884	20582	-12985	-2641	0
191	JP5	SLUS-46p	Combination	Max	173	895	25361	12792	2641	0
192	JP5	SLUS-46p	Combination	Min	-173	-884	20582	-12985	-2641	0
193	JP5	SLUS-47p	Combination	Max	173	895	25367	12788	2641	0
194	JP5	SLUS-47p	Combination	Min	-173	-883	20587	-12989	-2641	0
195	JP5	SLUS-48p	Combination	Max	173	895	25367	12788	2641	0
196	JP5	SLUS-48p	Combination	Min	-173	-883	20587	-12989	-2641	0
197	JP6	SLU-01	Combination	Max	0	-94	25425	1452	0	0
198	JP6	SLU-01	Combination	Min	0	-104	24940	1376	0	0
199	JP6	SLU-02	Combination	Max	0	-94	25425	1452	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	312 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
200	JP6	SLU-02	Combination	Min	0	-104	24940	1376	0	0
201	JP6	SLU-03	Combination	Max	0	876	29990	-20748	0	0
202	JP6	SLU-03	Combination	Min	0	866	29505	-20824	0	0
203	JP6	SLU-04	Combination	Max	0	876	29990	-20748	0	0
204	JP6	SLU-04	Combination	Min	0	866	29505	-20824	0	0
205	JP6	SLU-05	Combination	Max	0	872	29972	-20691	0	0
206	JP6	SLU-05	Combination	Min	0	863	29487	-20767	0	0
207	JP6	SLU-06	Combination	Max	0	872	29972	-20691	0	0
208	JP6	SLU-06	Combination	Min	0	863	29487	-20767	0	0
209	JP6	SLU-07	Combination	Max	0	886	29977	-20892	0	0
210	JP6	SLU-07	Combination	Min	0	876	29492	-20968	0	0
211	JP6	SLU-08	Combination	Max	0	886	29977	-20892	0	0
212	JP6	SLU-08	Combination	Min	0	876	29492	-20968	0	0
213	JP6	SLU-09	Combination	Max	0	882	29959	-20835	0	0
214	JP6	SLU-09	Combination	Min	0	872	29474	-20911	0	0
215	JP6	SLU-10	Combination	Max	0	882	29959	-20835	0	0
216	JP6	SLU-10	Combination	Min	0	872	29474	-20911	0	0
217	JP6	SLU-11	Combination	Max	0	485	28183	-11826	0	0
218	JP6	SLU-11	Combination	Min	0	476	27697	-11902	0	0
219	JP6	SLU-12	Combination	Max	0	485	28183	-11826	0	0
220	JP6	SLU-12	Combination	Min	0	476	27697	-11902	0	0
221	JP6	SLU-13	Combination	Max	0	479	28153	-11731	0	0
222	JP6	SLU-13	Combination	Min	0	469	27667	-11807	0	0
223	JP6	SLU-14	Combination	Max	0	479	28153	-11731	0	0
224	JP6	SLU-14	Combination	Min	0	469	27667	-11807	0	0
225	JP6	SLU-15	Combination	Max	0	501	28160	-12067	0	0
226	JP6	SLU-15	Combination	Min	0	492	27675	-12143	0	0
227	JP6	SLU-16	Combination	Max	0	501	28160	-12067	0	0
228	JP6	SLU-16	Combination	Min	0	492	27675	-12143	0	0
229	JP6	SLU-17	Combination	Max	0	495	28130	-11972	0	0
230	JP6	SLU-17	Combination	Min	0	485	27645	-12048	0	0
231	JP6	SLU-18	Combination	Max	0	495	28130	-11972	0	0
232	JP6	SLU-18	Combination	Min	0	485	27645	-12048	0	0
233	JP6	SLU-19	Combination	Max	0	496	33740	-10447	0	0
234	JP6	SLU-19	Combination	Min	0	461	28020	-24599	0	0
235	JP6	SLU-20	Combination	Max	0	496	33740	-10447	0	0
236	JP6	SLU-20	Combination	Min	0	461	28020	-24599	0	0
237	JP6	SLU-21	Combination	Max	0	492	33722	-10390	0	0
238	JP6	SLU-21	Combination	Min	0	457	28002	-24542	0	0
239	JP6	SLU-22	Combination	Max	0	492	33722	-10390	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	313 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
240	JP6	SLU-22	Combination	Min	0	457	28002	-24542	0	0
241	JP6	SLU-23	Combination	Max	0	506	33726	-10592	0	0
242	JP6	SLU-23	Combination	Min	0	471	28007	-24744	0	0
243	JP6	SLU-24	Combination	Max	0	506	33726	-10592	0	0
244	JP6	SLU-24	Combination	Min	0	471	28007	-24744	0	0
245	JP6	SLU-25	Combination	Max	0	502	33708	-10535	0	0
246	JP6	SLU-25	Combination	Min	0	467	27989	-24687	0	0
247	JP6	SLU-26	Combination	Max	0	502	33708	-10535	0	0
248	JP6	SLU-26	Combination	Min	0	467	27989	-24687	0	0
249	JP6	SLU-27	Combination	Max	0	496	33740	-10447	0	0
250	JP6	SLU-27	Combination	Min	0	461	28020	-24599	0	0
251	JP6	SLU-28	Combination	Max	0	496	33740	-10447	0	0
252	JP6	SLU-28	Combination	Min	0	461	28020	-24599	0	0
253	JP6	SLU-29	Combination	Max	0	492	33722	-10390	0	0
254	JP6	SLU-29	Combination	Min	0	457	28002	-24542	0	0
255	JP6	SLU-30	Combination	Max	0	492	33722	-10390	0	0
256	JP6	SLU-30	Combination	Min	0	457	28002	-24542	0	0
257	JP6	SLU-31	Combination	Max	0	506	33726	-10592	0	0
258	JP6	SLU-31	Combination	Min	0	471	28007	-24744	0	0
259	JP6	SLU-32	Combination	Max	0	506	33726	-10592	0	0
260	JP6	SLU-32	Combination	Min	0	471	28007	-24744	0	0
261	JP6	SLU-33	Combination	Max	0	502	33708	-10535	0	0
262	JP6	SLU-33	Combination	Min	0	467	27989	-24687	0	0
263	JP6	SLU-34	Combination	Max	0	502	33708	-10535	0	0
264	JP6	SLU-34	Combination	Min	0	467	27989	-24687	0	0
265	JP6	SLU-35	Combination	Max	0	495	30895	-10809	0	0
266	JP6	SLU-35	Combination	Min	0	470	27697	-18235	0	0
267	JP6	SLU-36	Combination	Max	0	495	30895	-10809	0	0
268	JP6	SLU-36	Combination	Min	0	470	27697	-18235	0	0
269	JP6	SLU-37	Combination	Max	0	491	30877	-10752	0	0
270	JP6	SLU-37	Combination	Min	0	466	27679	-18178	0	0
271	JP6	SLU-38	Combination	Max	0	491	30877	-10752	0	0
272	JP6	SLU-38	Combination	Min	0	466	27679	-18178	0	0
273	JP6	SLU-39	Combination	Max	0	505	30881	-10953	0	0
274	JP6	SLU-39	Combination	Min	0	479	27683	-18380	0	0
275	JP6	SLU-40	Combination	Max	0	505	30881	-10953	0	0
276	JP6	SLU-40	Combination	Min	0	479	27683	-18380	0	0
277	JP6	SLU-41	Combination	Max	0	501	30863	-10896	0	0
278	JP6	SLU-41	Combination	Min	0	476	27665	-18323	0	0
279	JP6	SLU-42	Combination	Max	0	501	30863	-10896	0	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	314 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
280	JP6	SLU-42	Combination	Min	0	476	27665	-18323	0	0
281	JP6	SLU-43	Combination	Max	0	495	30895	-10809	0	0
282	JP6	SLU-43	Combination	Min	0	470	27697	-18235	0	0
283	JP6	SLU-44	Combination	Max	0	495	30895	-10809	0	0
284	JP6	SLU-44	Combination	Min	0	470	27697	-18235	0	0
285	JP6	SLU-45	Combination	Max	0	491	30877	-10752	0	0
286	JP6	SLU-45	Combination	Min	0	466	27679	-18178	0	0
287	JP6	SLU-46	Combination	Max	0	491	30877	-10752	0	0
288	JP6	SLU-46	Combination	Min	0	466	27679	-18178	0	0
289	JP6	SLU-47	Combination	Max	0	505	30881	-10953	0	0
290	JP6	SLU-47	Combination	Min	0	479	27683	-18380	0	0
291	JP6	SLU-48	Combination	Max	0	505	30881	-10953	0	0
292	JP6	SLU-48	Combination	Min	0	479	27683	-18380	0	0
293	JP6	SLU-49	Combination	Max	0	501	30863	-10896	0	0
294	JP6	SLU-49	Combination	Min	0	476	27665	-18323	0	0
295	JP6	SLU-50	Combination	Max	0	501	30863	-10896	0	0
296	JP6	SLU-50	Combination	Min	0	476	27665	-18323	0	0
297	JP6	SLUS-01p	Combination	Max	556	591	20342	7774	6535	0
298	JP6	SLUS-01p	Combination	Min	-556	-741	18549	-5640	-6535	0
299	JP6	SLUS-02p	Combination	Max	556	591	20342	7774	6535	0
300	JP6	SLUS-02p	Combination	Min	-556	-741	18549	-5640	-6535	0
301	JP6	SLUS-03p	Combination	Max	556	589	20332	7806	6535	0
302	JP6	SLUS-03p	Combination	Min	-556	-743	18539	-5609	-6535	0
303	JP6	SLUS-04p	Combination	Max	556	589	20332	7806	6535	0
304	JP6	SLUS-04p	Combination	Min	-556	-743	18539	-5609	-6535	0
305	JP6	SLUS-05p	Combination	Max	556	597	20334	7694	6535	0
306	JP6	SLUS-05p	Combination	Min	-556	-735	18542	-5721	-6535	0
307	JP6	SLUS-06p	Combination	Max	556	597	20334	7694	6535	0
308	JP6	SLUS-06p	Combination	Min	-556	-735	18542	-5721	-6535	0
309	JP6	SLUS-07p	Combination	Max	556	595	20324	7725	6535	0
310	JP6	SLUS-07p	Combination	Min	-556	-737	18532	-5689	-6535	0
311	JP6	SLUS-08p	Combination	Max	556	595	20324	7725	6535	0
312	JP6	SLUS-08p	Combination	Min	-556	-737	18532	-5689	-6535	0
313	JP6	SLUS-09p	Combination	Max	556	591	20342	7774	6535	0
314	JP6	SLUS-09p	Combination	Min	-556	-741	18549	-5640	-6535	0
315	JP6	SLUS-10p	Combination	Max	556	591	20342	7774	6535	0
316	JP6	SLUS-10p	Combination	Min	-556	-741	18549	-5640	-6535	0
317	JP6	SLUS-11p	Combination	Max	556	589	20332	7806	6535	0
318	JP6	SLUS-11p	Combination	Min	-556	-743	18539	-5609	-6535	0
319	JP6	SLUS-12p	Combination	Max	556	589	20332	7806	6535	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV.	FOGLIO
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	A	315 di 342
			Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
320	JP6	SLUS-12p	Combination	Min	-556	-743	18539	-5609	-6535	0
321	JP6	SLUS-13p	Combination	Max	556	597	20334	7694	6535	0
322	JP6	SLUS-13p	Combination	Min	-556	-735	18542	-5721	-6535	0
323	JP6	SLUS-14p	Combination	Max	556	597	20334	7694	6535	0
324	JP6	SLUS-14p	Combination	Min	-556	-735	18542	-5721	-6535	0
325	JP6	SLUS-15p	Combination	Max	556	595	20324	7725	6535	0
326	JP6	SLUS-15p	Combination	Min	-556	-737	18532	-5689	-6535	0
327	JP6	SLUS-16p	Combination	Max	556	595	20324	7725	6535	0
328	JP6	SLUS-16p	Combination	Min	-556	-737	18532	-5689	-6535	0
329	JP6	SLUS-17p	Combination	Max	167	2042	20324	22755	1961	0
330	JP6	SLUS-17p	Combination	Min	-167	-2191	18567	-20622	-1961	0
331	JP6	SLUS-18p	Combination	Max	167	2042	20324	22755	1961	0
332	JP6	SLUS-18p	Combination	Min	-167	-2191	18567	-20622	-1961	0
333	JP6	SLUS-19p	Combination	Max	167	2040	20314	22787	1961	0
334	JP6	SLUS-19p	Combination	Min	-167	-2193	18557	-20590	-1961	0
335	JP6	SLUS-20p	Combination	Max	167	2040	20314	22787	1961	0
336	JP6	SLUS-20p	Combination	Min	-167	-2193	18557	-20590	-1961	0
337	JP6	SLUS-21p	Combination	Max	167	2047	20317	22675	1961	0
338	JP6	SLUS-21p	Combination	Min	-167	-2186	18559	-20702	-1961	0
339	JP6	SLUS-22p	Combination	Max	167	2047	20317	22675	1961	0
340	JP6	SLUS-22p	Combination	Min	-167	-2186	18559	-20702	-1961	0
341	JP6	SLUS-23p	Combination	Max	167	2045	20307	22707	1961	0
342	JP6	SLUS-23p	Combination	Min	-167	-2188	18549	-20671	-1961	0
343	JP6	SLUS-24p	Combination	Max	167	2045	20307	22707	1961	0
344	JP6	SLUS-24p	Combination	Min	-167	-2188	18549	-20671	-1961	0
345	JP6	SLUS-25p	Combination	Max	167	2042	20324	22755	1961	0
346	JP6	SLUS-25p	Combination	Min	-167	-2191	18567	-20622	-1961	0
347	JP6	SLUS-26p	Combination	Max	167	2042	20324	22755	1961	0
348	JP6	SLUS-26p	Combination	Min	-167	-2191	18567	-20622	-1961	0
349	JP6	SLUS-27p	Combination	Max	167	2040	20314	22787	1961	0
350	JP6	SLUS-27p	Combination	Min	-167	-2193	18557	-20590	-1961	0
351	JP6	SLUS-28p	Combination	Max	167	2040	20314	22787	1961	0
352	JP6	SLUS-28p	Combination	Min	-167	-2193	18557	-20590	-1961	0
353	JP6	SLUS-29p	Combination	Max	167	2047	20317	22675	1961	0
354	JP6	SLUS-29p	Combination	Min	-167	-2186	18559	-20702	-1961	0
355	JP6	SLUS-30p	Combination	Max	167	2047	20317	22675	1961	0
356	JP6	SLUS-30p	Combination	Min	-167	-2186	18559	-20702	-1961	0
357	JP6	SLUS-31p	Combination	Max	167	2045	20307	22707	1961	0
358	JP6	SLUS-31p	Combination	Min	-167	-2188	18549	-20671	-1961	0
359	JP6	SLUS-32p	Combination	Max	167	2045	20307	22707	1961	0

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 316 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

SOLLECITAZIONI DA SAP2000										
	Joint [-]	OutputCase [-]	CaseType [-]	StepType [-]	F1 [kN]	F2 [kN]	F3 [kN]	M1 [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
360	JP6	SLUS-32p	Combination	Min	-167	-2188	18549	-20671	-1961	0
361	JP6	SLUS-33p	Combination	Max	167	668	21473	8201	1961	0
362	JP6	SLUS-33p	Combination	Min	-167	-817	17418	-6068	-1961	0
363	JP6	SLUS-34p	Combination	Max	167	668	21473	8201	1961	0
364	JP6	SLUS-34p	Combination	Min	-167	-817	17418	-6068	-1961	0
365	JP6	SLUS-35p	Combination	Max	167	666	21463	8233	1961	0
366	JP6	SLUS-35p	Combination	Min	-167	-819	17408	-6036	-1961	0
367	JP6	SLUS-36p	Combination	Max	167	666	21463	8233	1961	0
368	JP6	SLUS-36p	Combination	Min	-167	-819	17408	-6036	-1961	0
369	JP6	SLUS-37p	Combination	Max	167	673	21466	8121	1961	0
370	JP6	SLUS-37p	Combination	Min	-167	-812	17410	-6148	-1961	0
371	JP6	SLUS-38p	Combination	Max	167	673	21466	8121	1961	0
372	JP6	SLUS-38p	Combination	Min	-167	-812	17410	-6148	-1961	0
373	JP6	SLUS-39p	Combination	Max	167	671	21456	8153	1961	0
374	JP6	SLUS-39p	Combination	Min	-167	-814	17400	-6116	-1961	0
375	JP6	SLUS-40p	Combination	Max	167	671	21456	8153	1961	0
376	JP6	SLUS-40p	Combination	Min	-167	-814	17400	-6116	-1961	0
377	JP6	SLUS-41p	Combination	Max	167	668	21473	8201	1961	0
378	JP6	SLUS-41p	Combination	Min	-167	-817	17418	-6068	-1961	0
379	JP6	SLUS-42p	Combination	Max	167	668	21473	8201	1961	0
380	JP6	SLUS-42p	Combination	Min	-167	-817	17418	-6068	-1961	0
381	JP6	SLUS-43p	Combination	Max	167	666	21463	8233	1961	0
382	JP6	SLUS-43p	Combination	Min	-167	-819	17408	-6036	-1961	0
383	JP6	SLUS-44p	Combination	Max	167	666	21463	8233	1961	0
384	JP6	SLUS-44p	Combination	Min	-167	-819	17408	-6036	-1961	0
385	JP6	SLUS-45p	Combination	Max	167	673	21466	8121	1961	0
386	JP6	SLUS-45p	Combination	Min	-167	-812	17410	-6148	-1961	0
387	JP6	SLUS-46p	Combination	Max	167	673	21466	8121	1961	0
388	JP6	SLUS-46p	Combination	Min	-167	-812	17410	-6148	-1961	0
389	JP6	SLUS-47p	Combination	Max	167	671	21456	8153	1961	0
390	JP6	SLUS-47p	Combination	Min	-167	-814	17400	-6116	-1961	0
391	JP6	SLUS-48p	Combination	Max	167	671	21456	8153	1961	0
392	JP6	SLUS-48p	Combination	Min	-167	-814	17400	-6116	-1961	0

CODIFICA DOCUMENTO P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI  CITIZIA s.r.l. RICERCA VALUTA AMBIENTE	 sinergo	 D_VA D_VisionArchitecture	REV. A	FOGLIO 317 di 342
					Data 10/2023	

## 16 APPENDICE C

PARATIE *plus*<sup>TM</sup>

*Report di Calcolo*

---

CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE			REV. A	FOGLIO 318 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023		

## 16.1 Descrizione del Software

ParatiePlus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

## 16.2 Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -12.3 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -13.5 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c$	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Avexp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur		
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa			kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	bn	18	21	35		5		Constant		22000	66000										
2	PLO_ALT	25	25	52		84		Constant		436000	1308000										
3	PLO	25	25	57		213		Constant		1301000	3903000										

## 16.3 Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -16 m

Muro di sinistra

Sezione : Pali\_comp

Area equivalente : 0.879559511251008 m

Inerzia equivalente : 0.0595 m<sup>4</sup>/m

Materiale calcestruzzo : C20/25

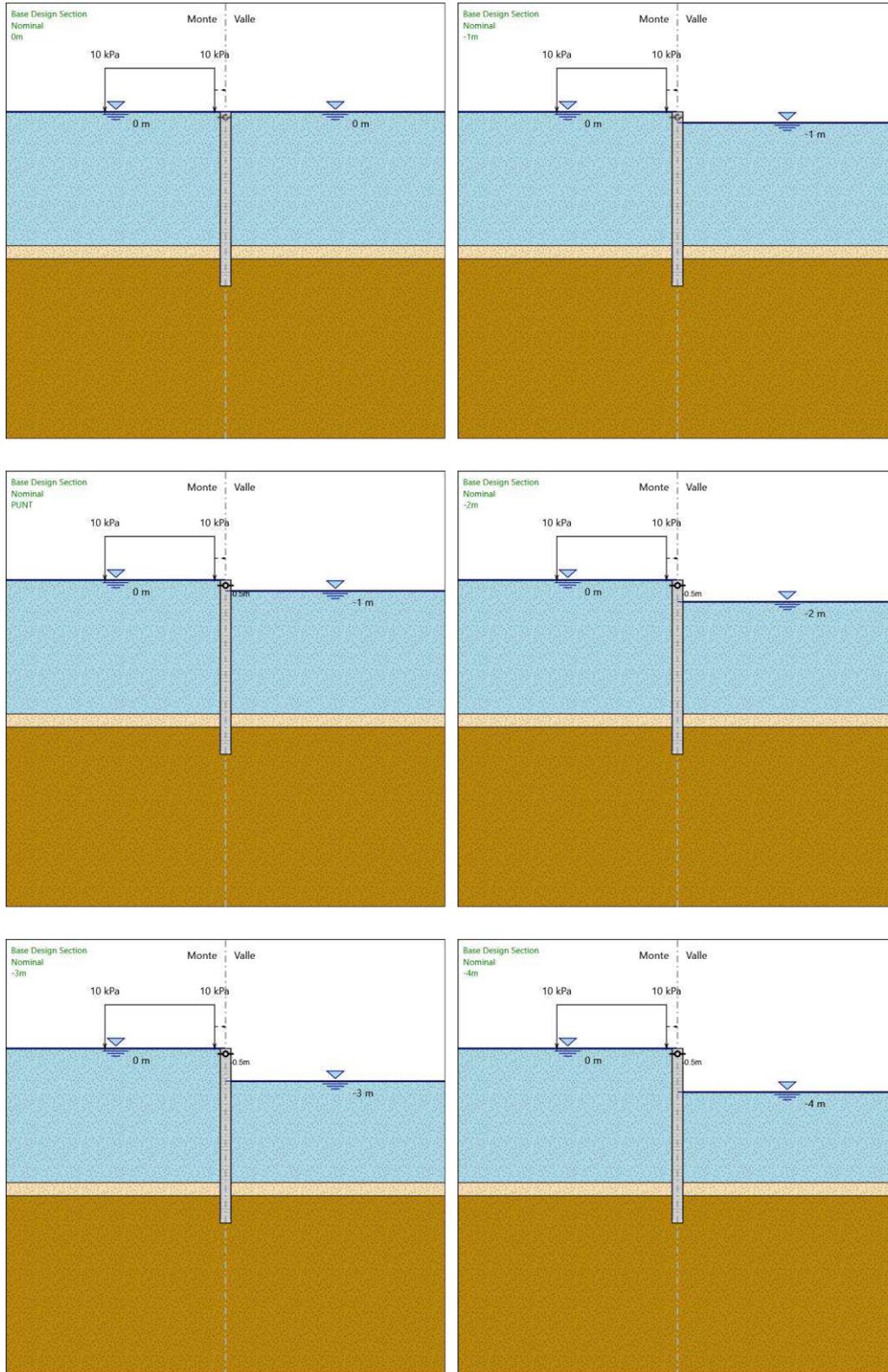
Tipo sezione : Secant

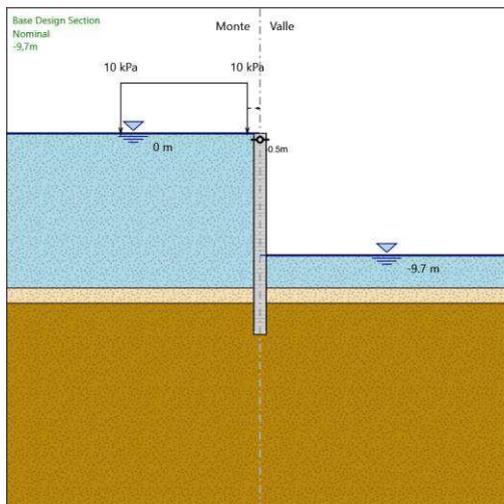
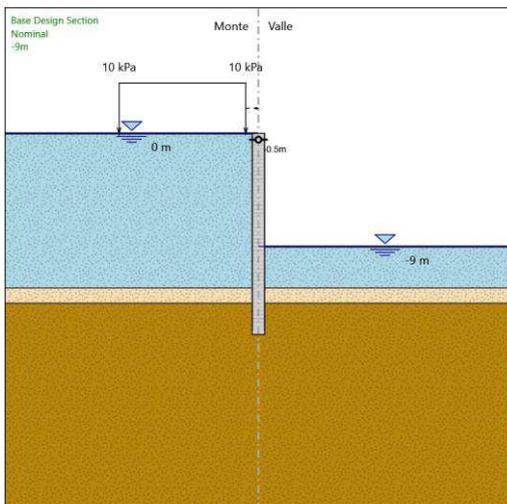
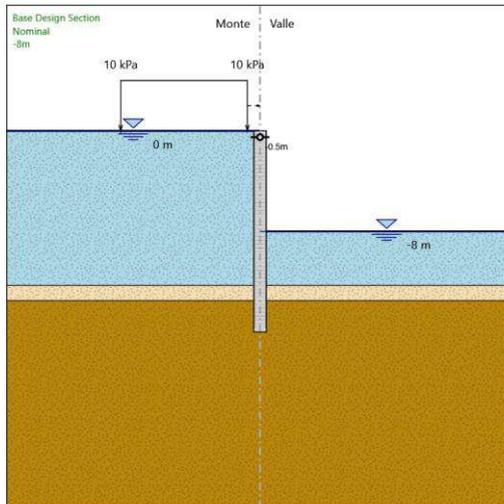
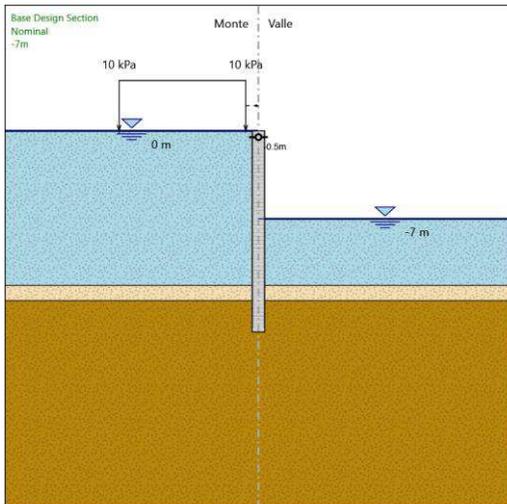
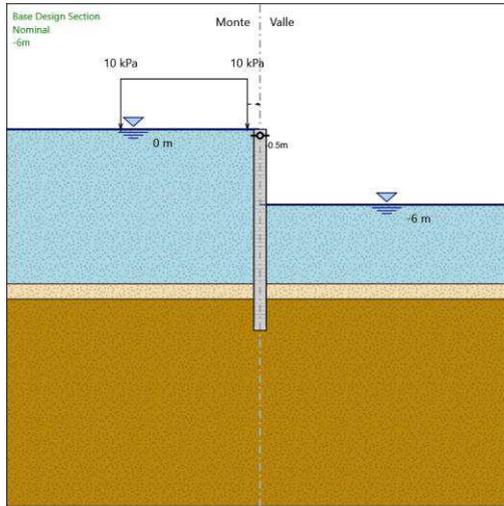
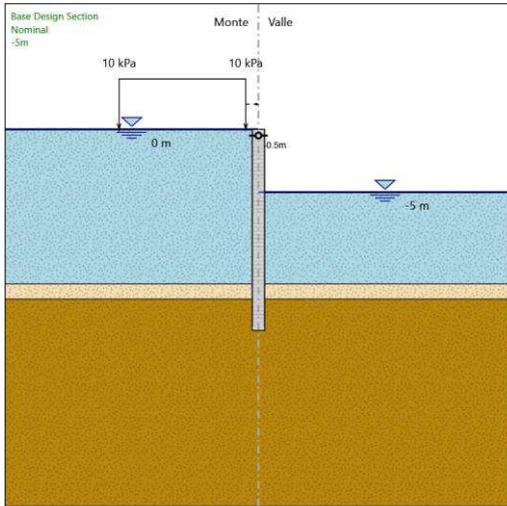
Spaziatura : 1.6 m

Diametro : 1 m

Efficacia : 1

## 16.4 Tabella Configurazione Stage (Nominal)





CODIFICA DOCUMENTO  P 01-VI 03-STR-RE 02	PROGETTAZIONE		REV. A	FOGLIO 321 di 342
	MANDATARIA  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	MANDANTI    D_VA D_VisionArchitecture	Data 10/2023	

## 16.5 Descrizione Coefficienti Design Assumption

### Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GGStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GGStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q$	$\gamma_{QE}$	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R2	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

### Coefficienti M

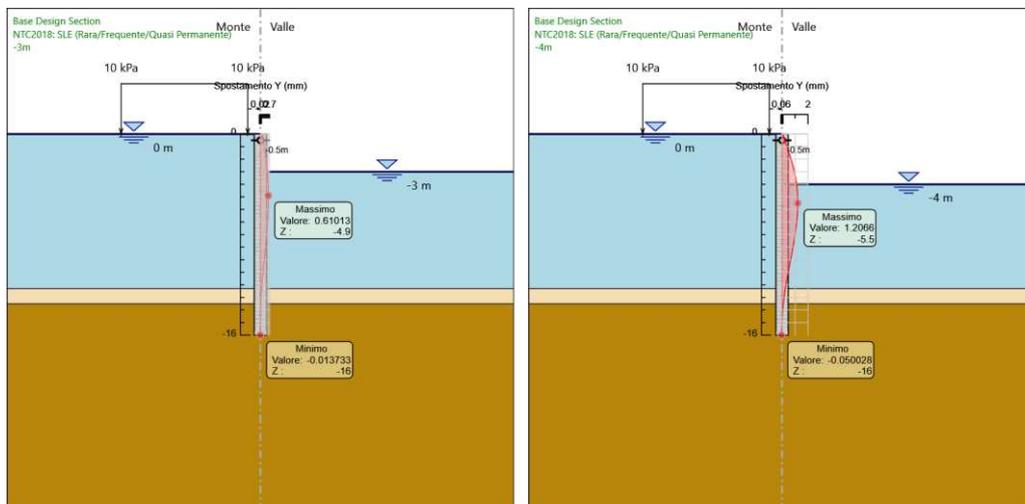
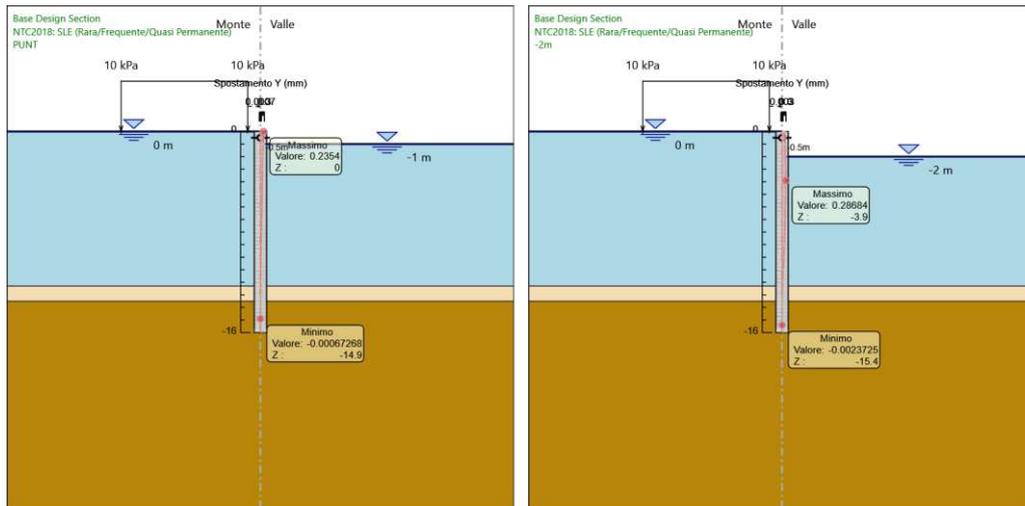
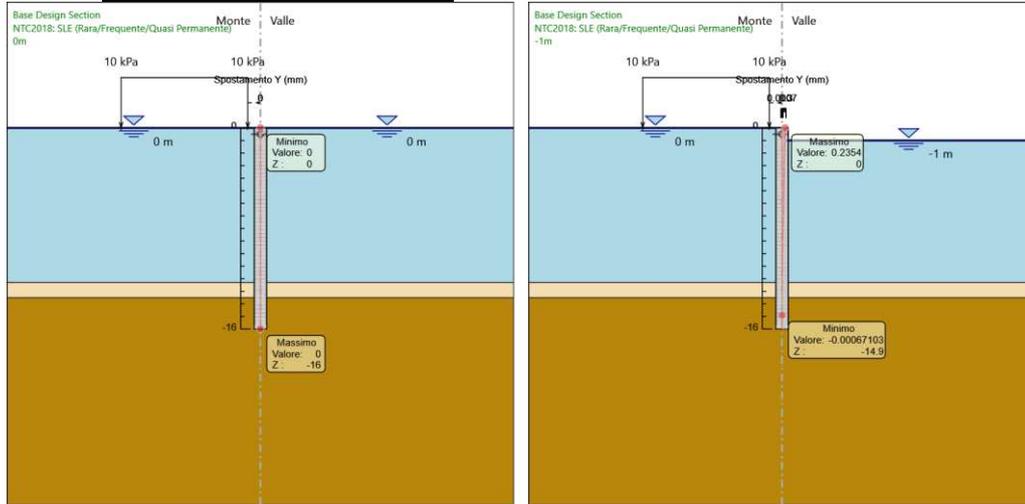
Nome	Parziale su tan( $\phi$ ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_{qu}$	$\gamma_\gamma$
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R2	1.25	1.25	1.4	1	1

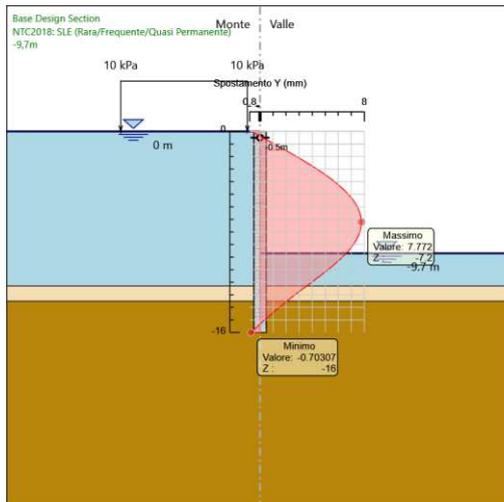
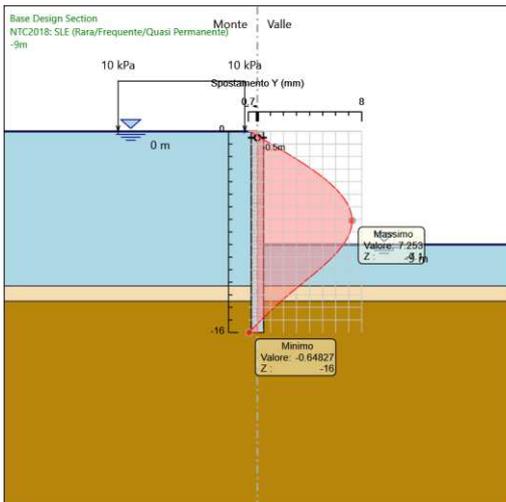
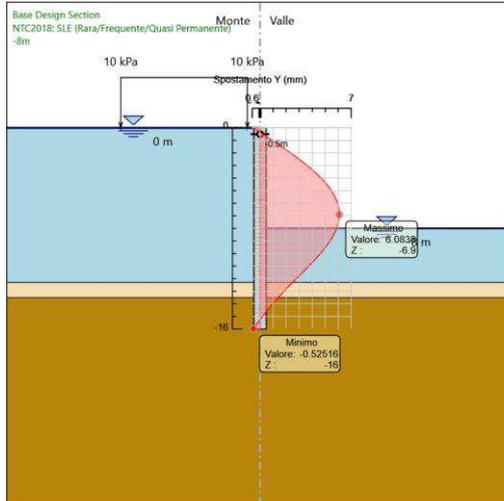
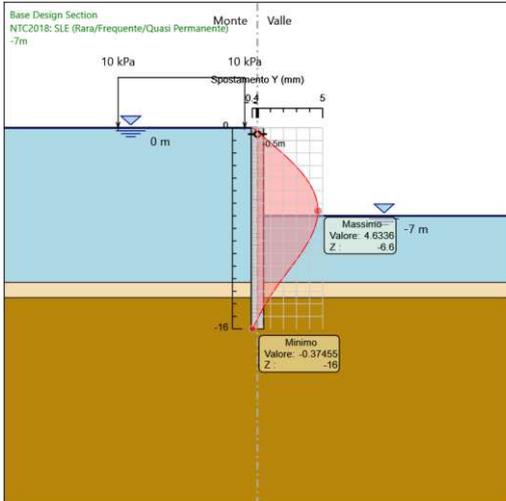
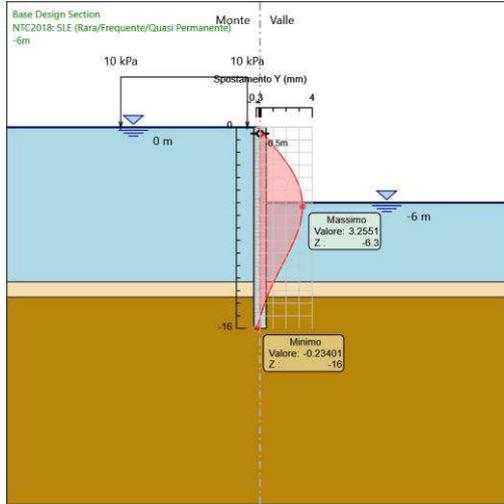
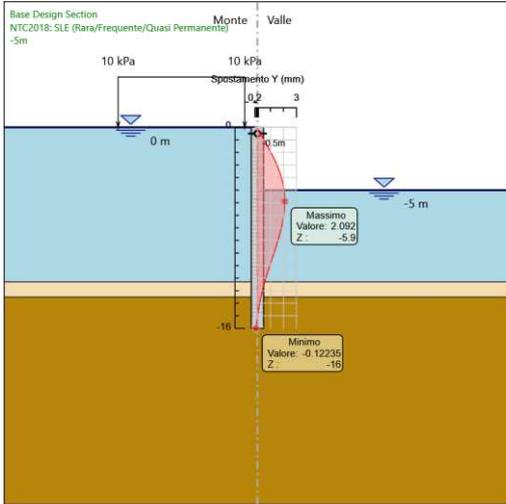
### Coefficienti R

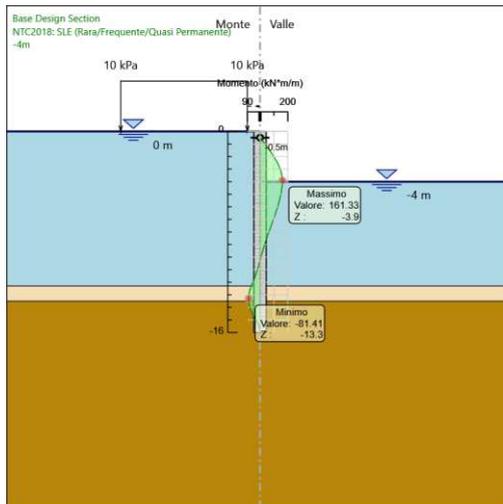
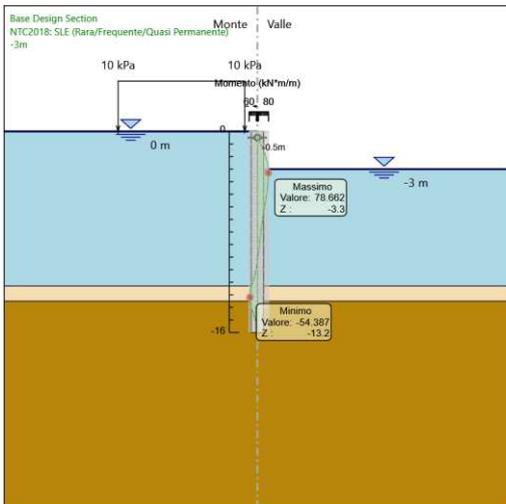
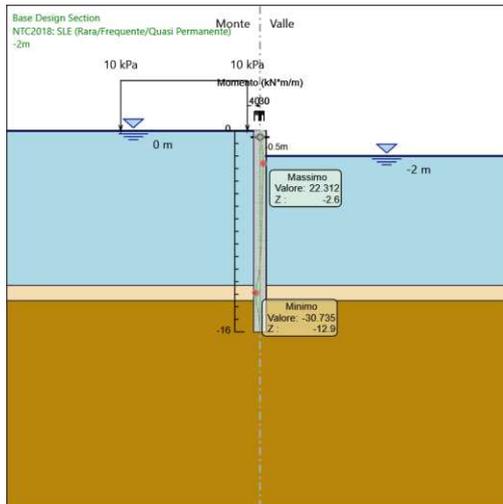
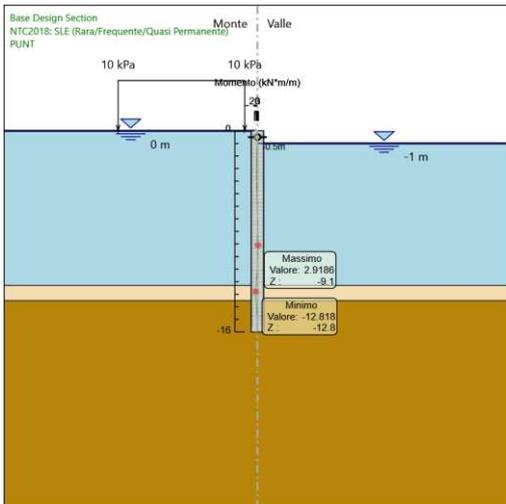
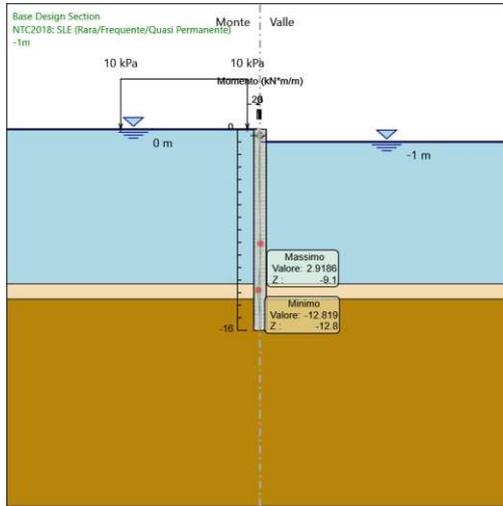
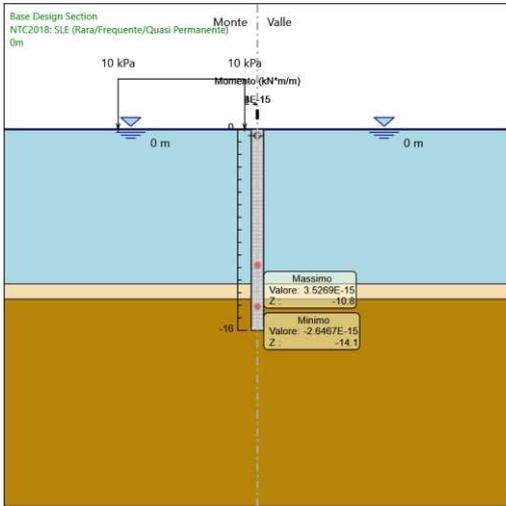
Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	$\gamma_{Re}$	$\gamma_{ap}$	$\gamma_{at}$	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R2	1	1.2	1.1	1

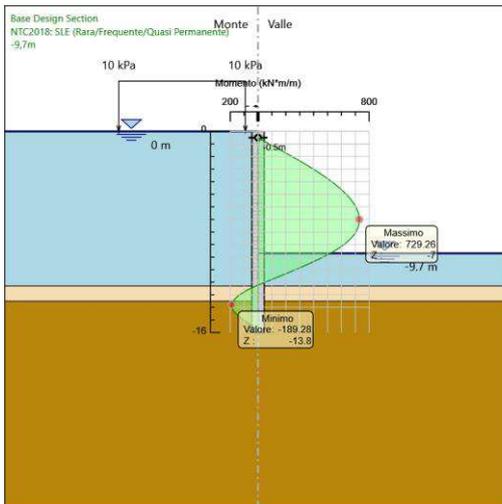
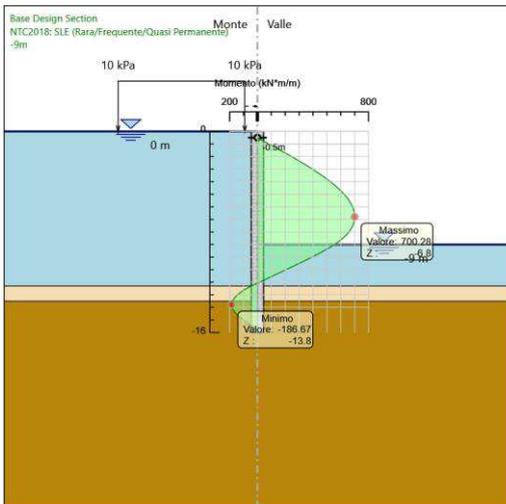
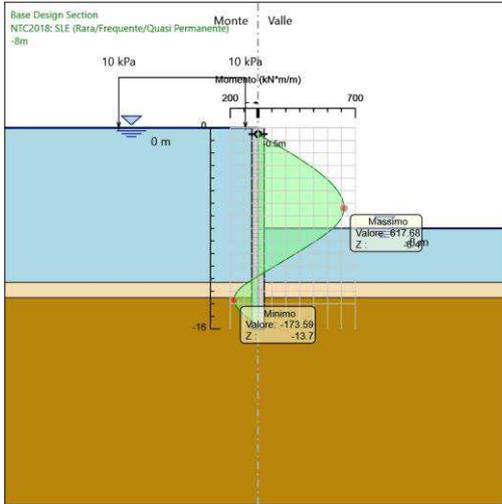
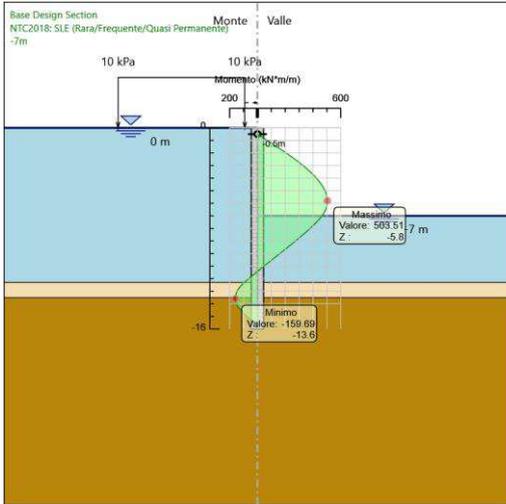
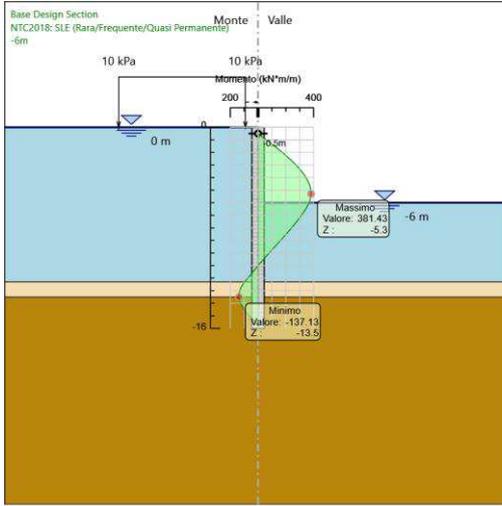
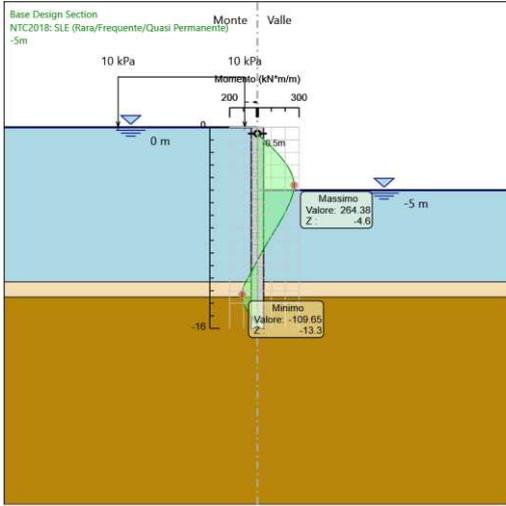
## 16.6 Risultati NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

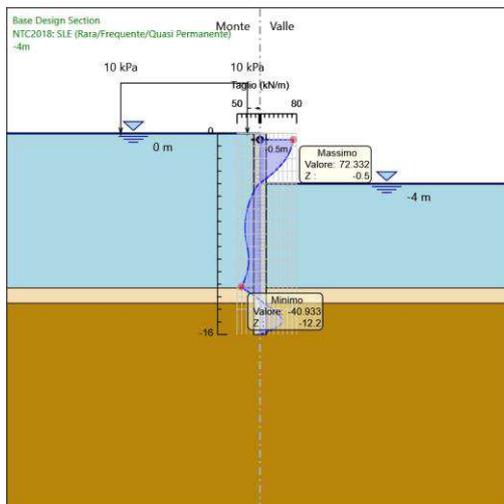
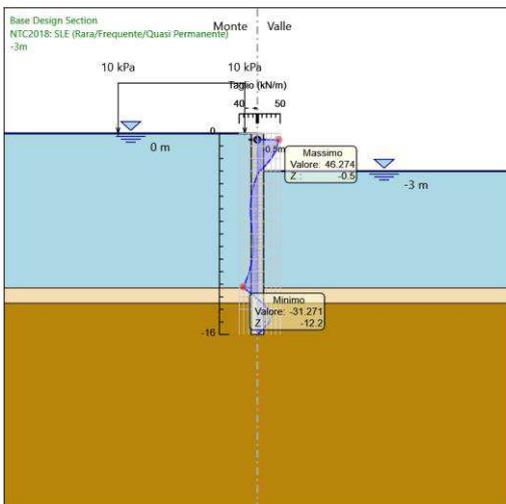
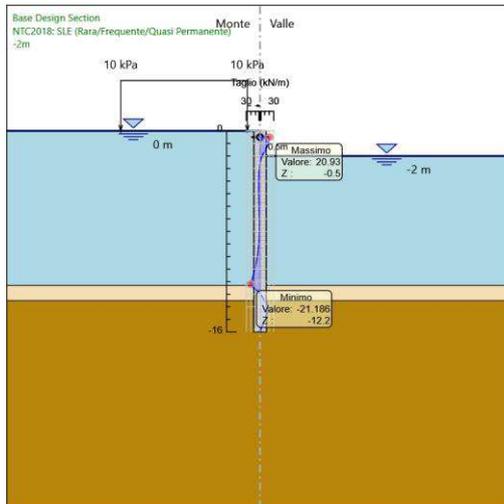
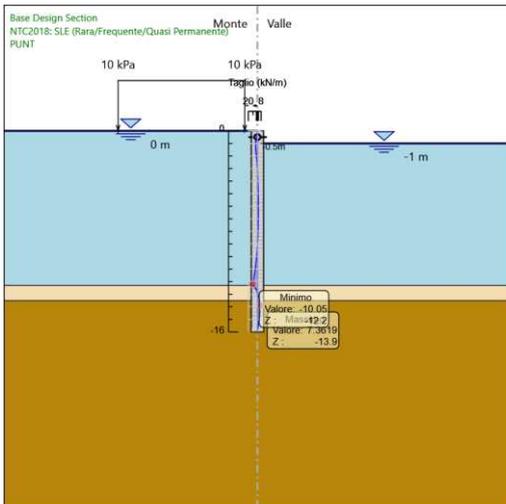
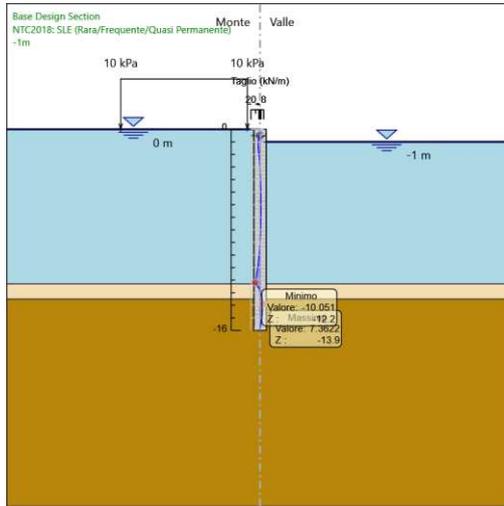
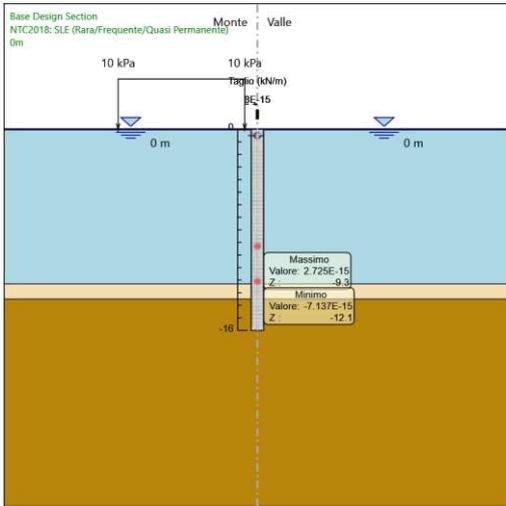
### 16.6.1 Tabella Grafici dei Risultati

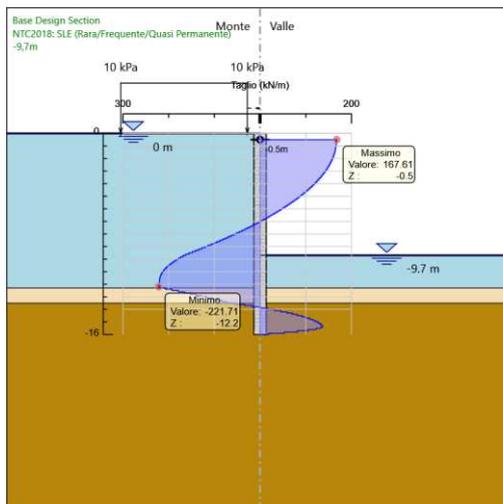
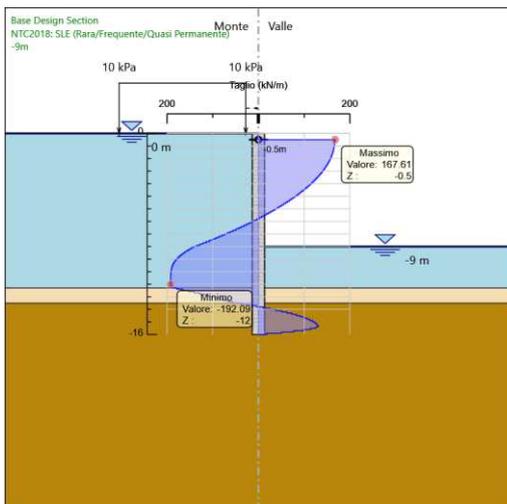
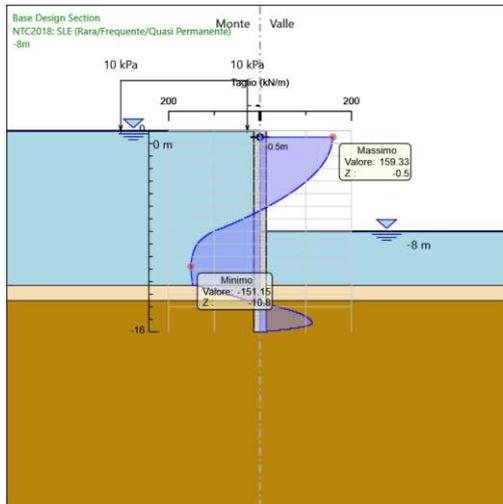
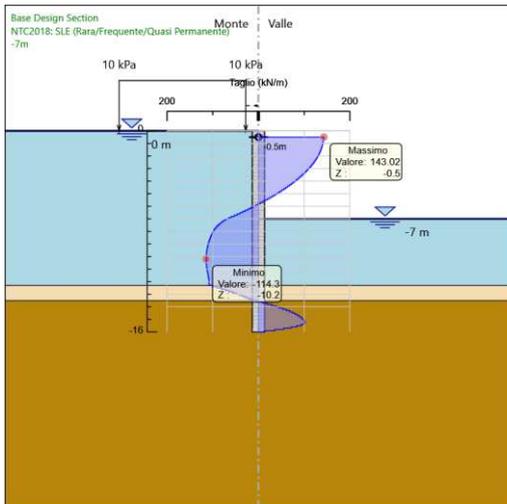
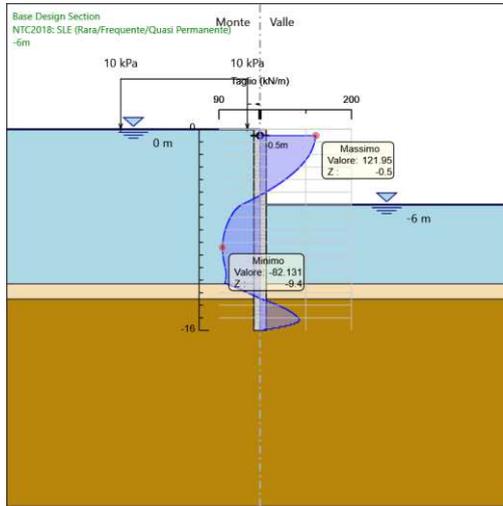
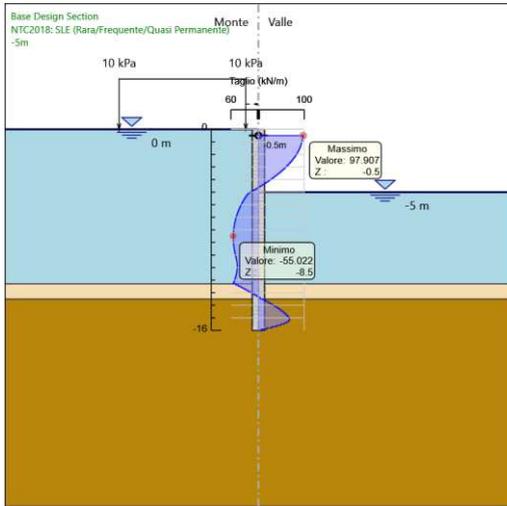












**16.6.2 Risultati Elementi strutturali - NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)**

Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) Sollecitazione FixedSupport

Stage	Forza (kN/m)
PUNT	0
-2m	22.63353

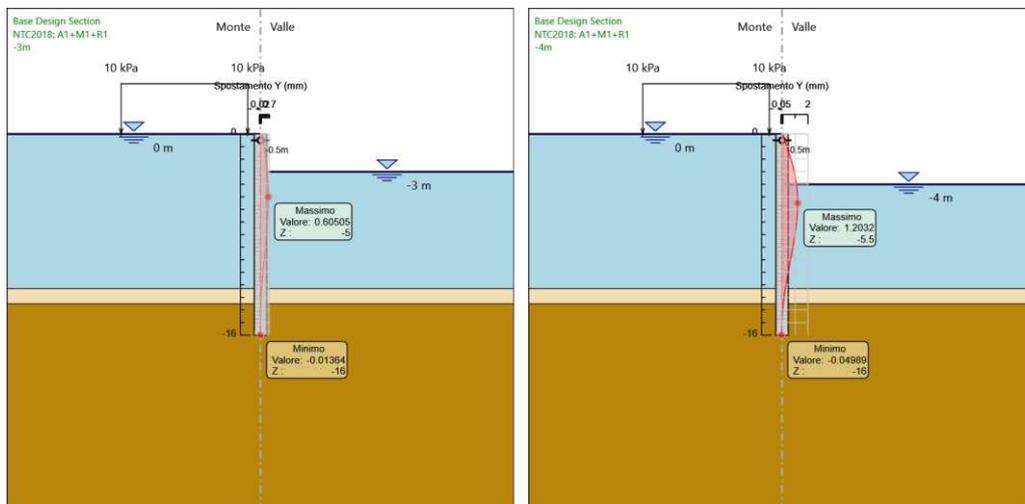
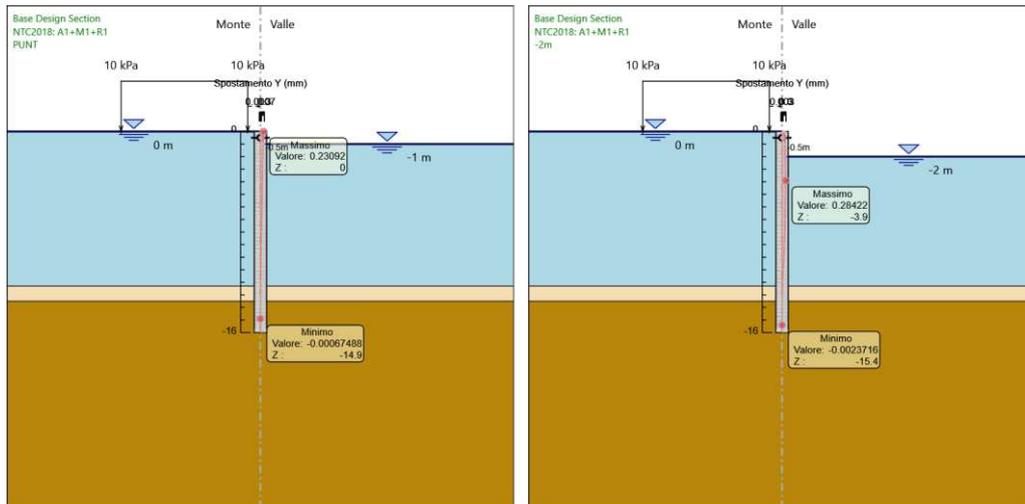
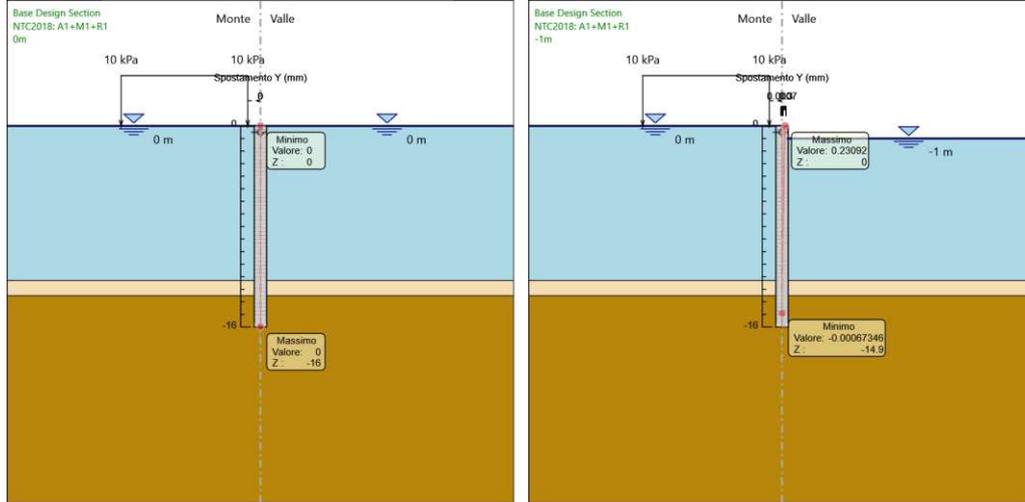
CODIFICA DOCUMENTO  <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE  MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI   <b>CITIZIA</b> <small>INGEGNERIA - SANALTA - AMBIENTE</small>		REV. <b>A</b>	FOGLIO 328 di 342
	 <b>sinergo</b>				 <b>D_VA</b> <small>DVisionArchitecture</small>	
Data <b>10/2023</b>						

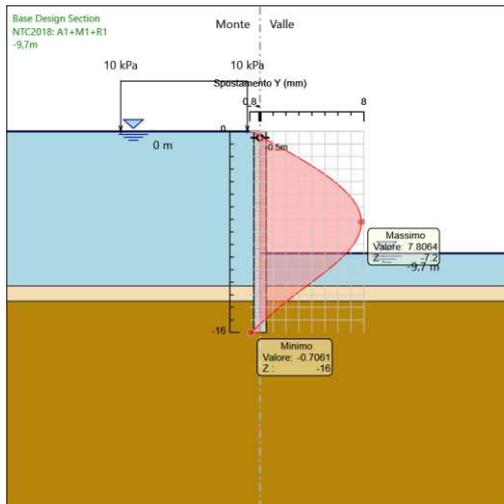
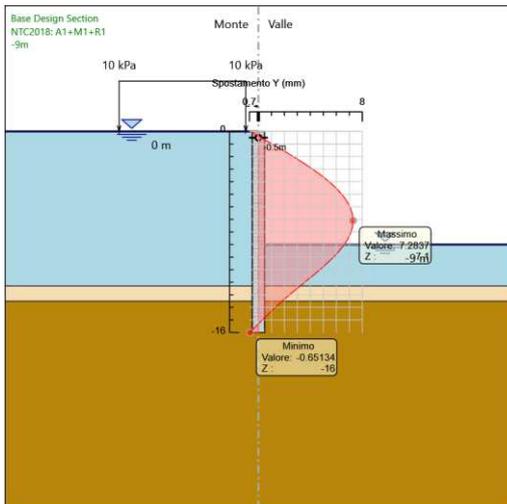
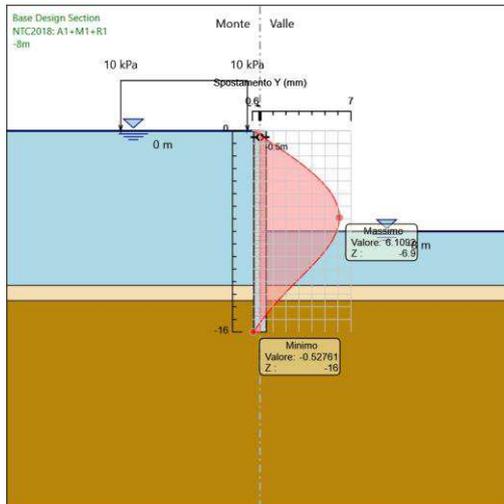
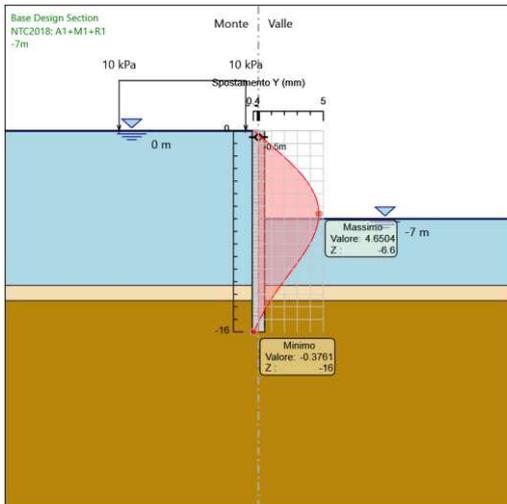
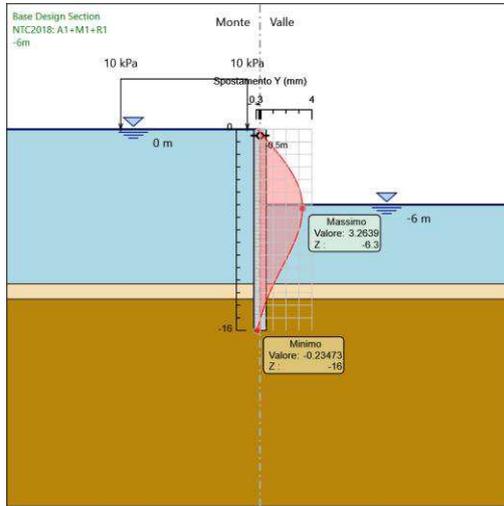
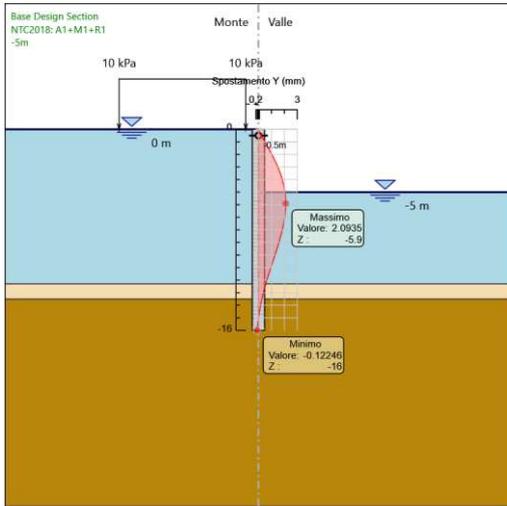
**Design Assumption: NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) Sollecitazione FixedSupport**

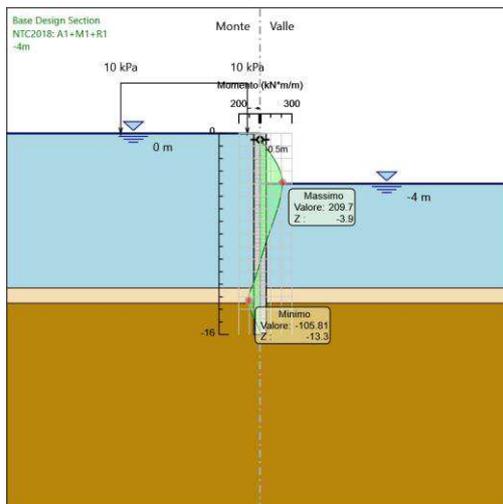
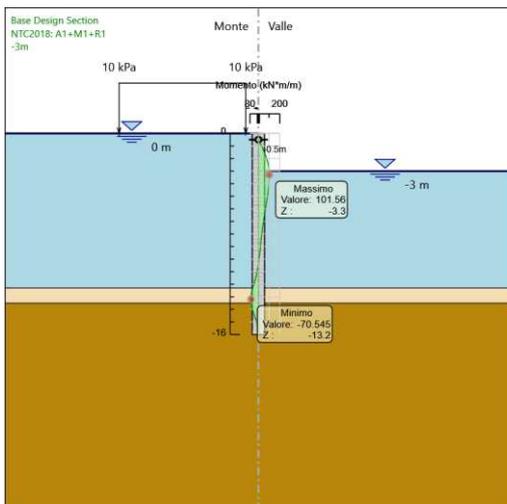
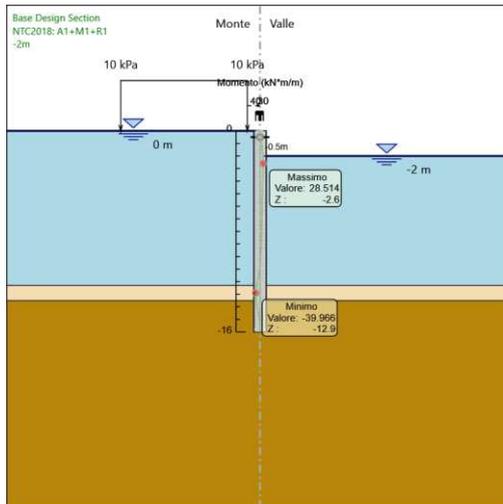
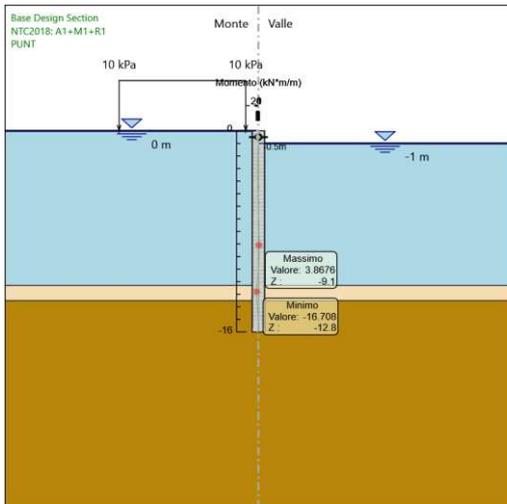
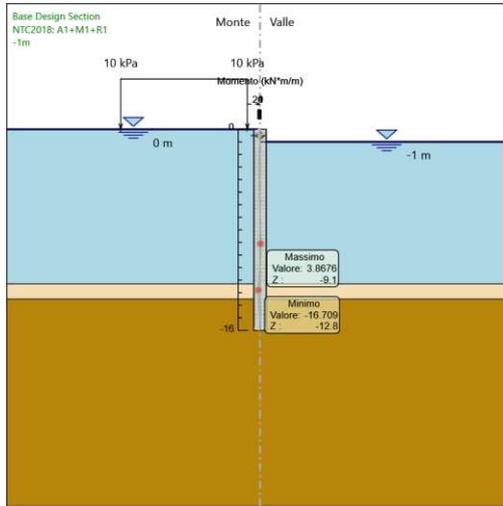
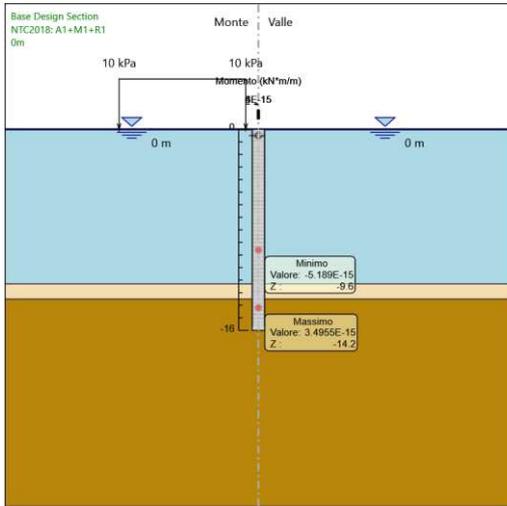
Stage	Forza (kN/m)
-3m	48.23317
-4m	74.5099
-5m	100.2968
-6m	124.4987
-7m	145.7143
-8m	162.1191
-9m	170.4542
-9,7m	170.435

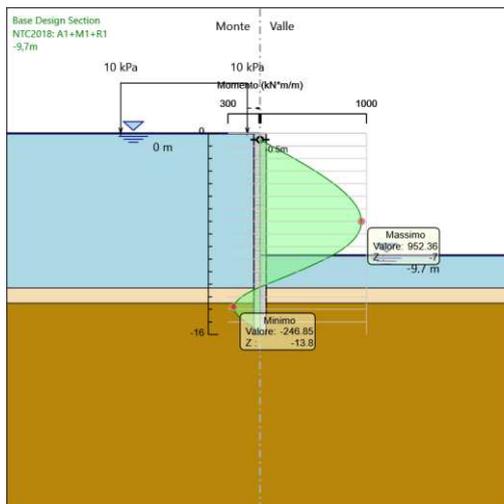
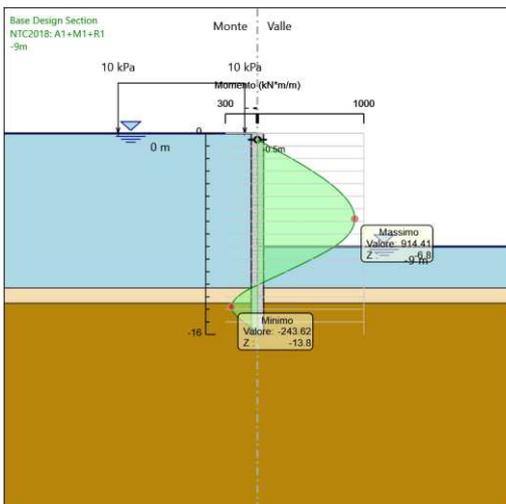
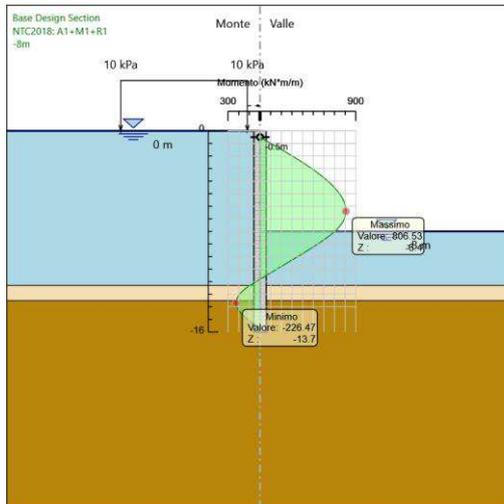
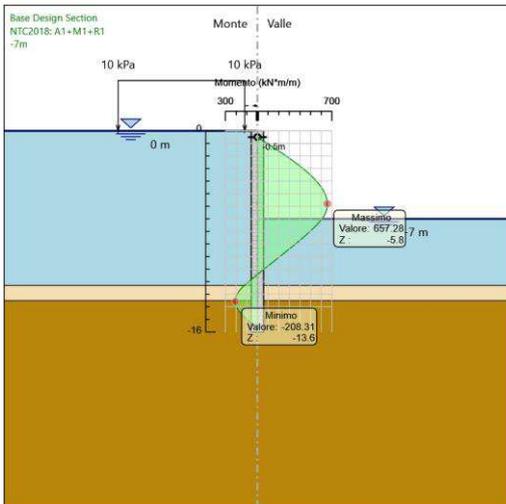
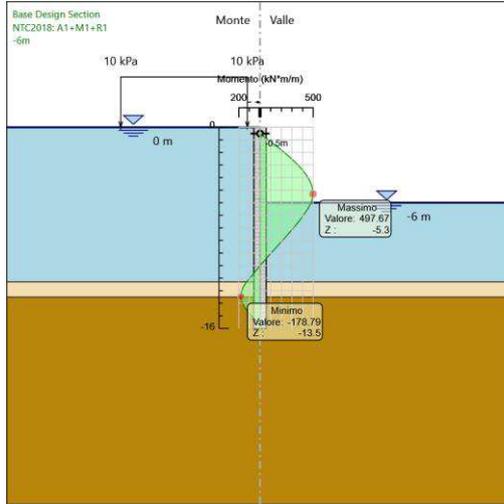
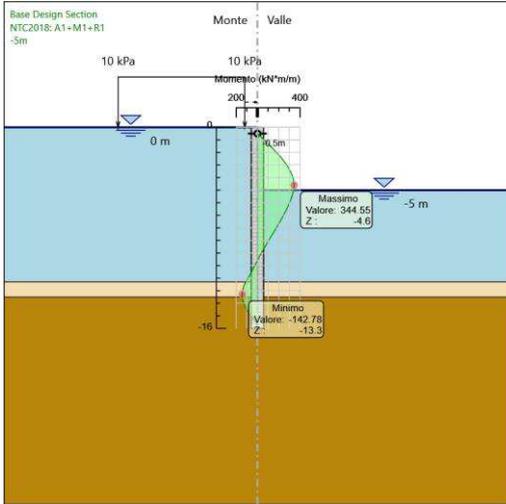
## 16.7 Risultati NTC2018: A1+M1+R1

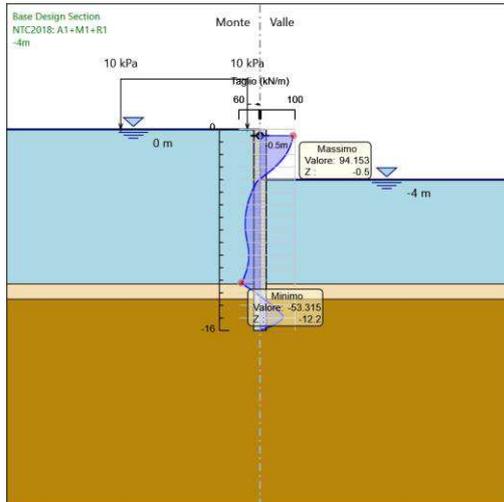
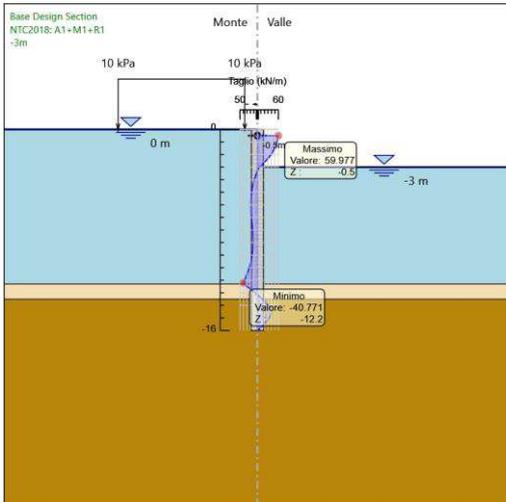
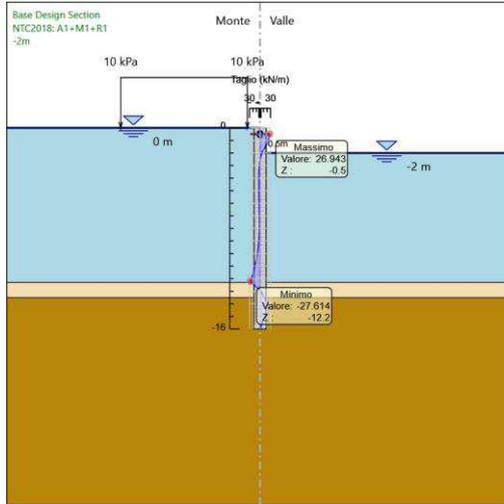
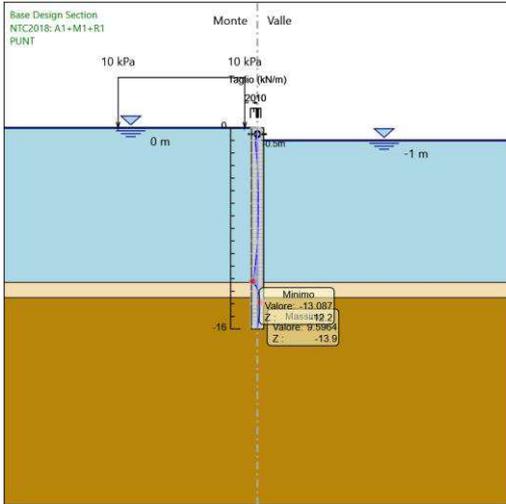
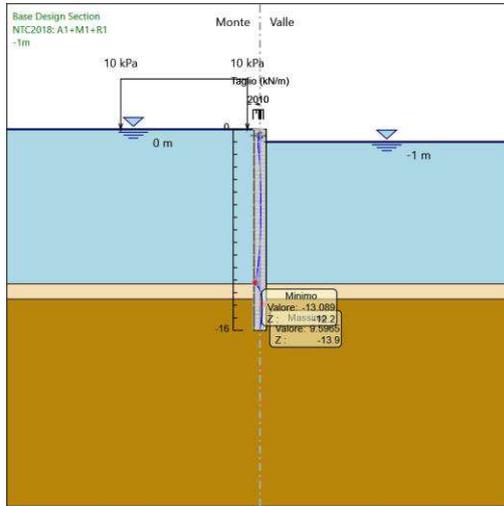
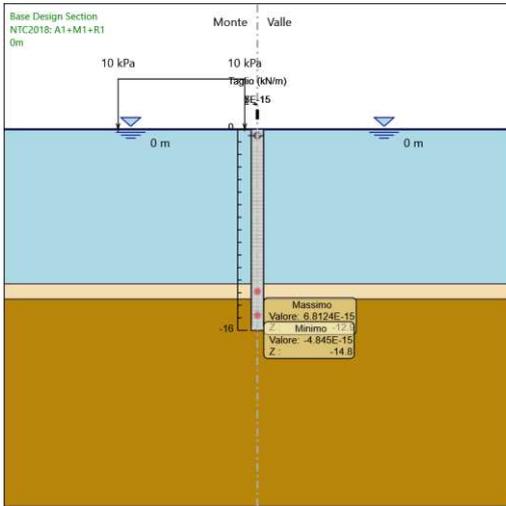
### 16.7.1 Tabella Grafici dei Risultati

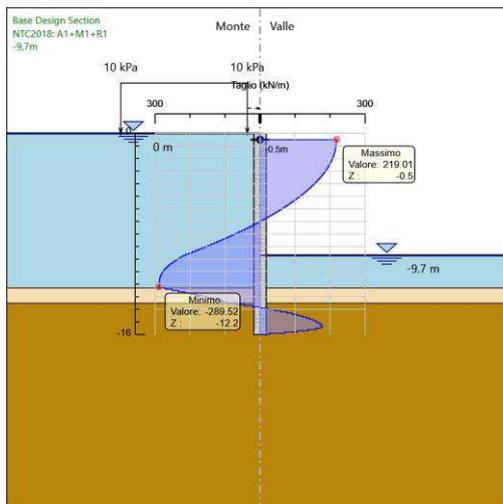
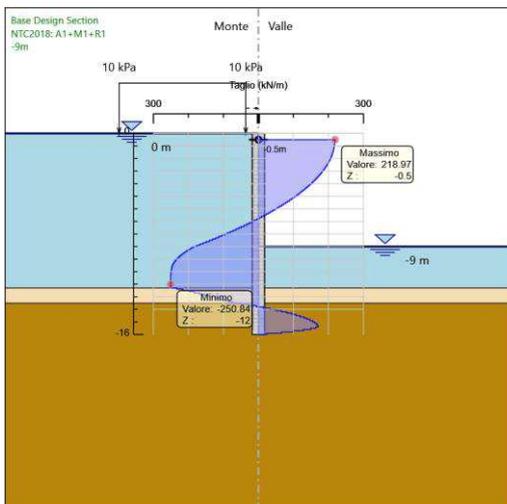
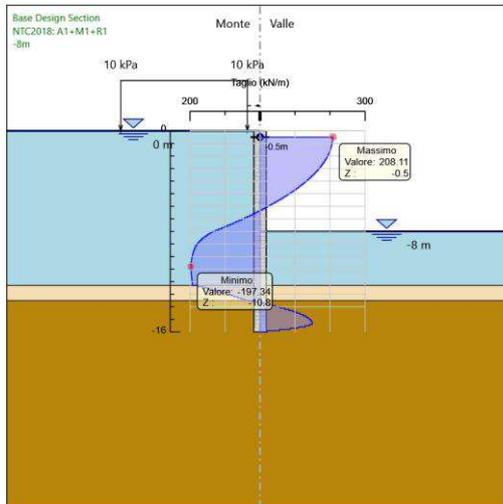
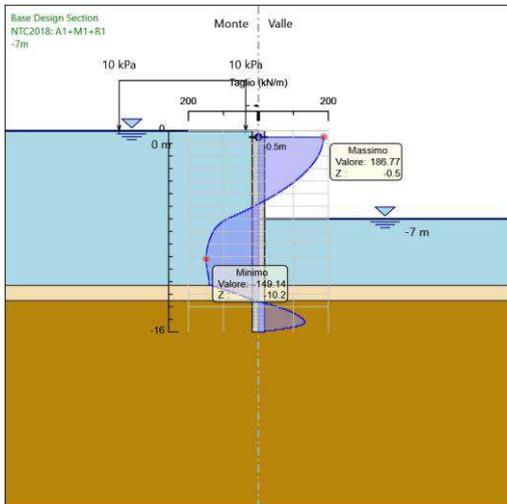
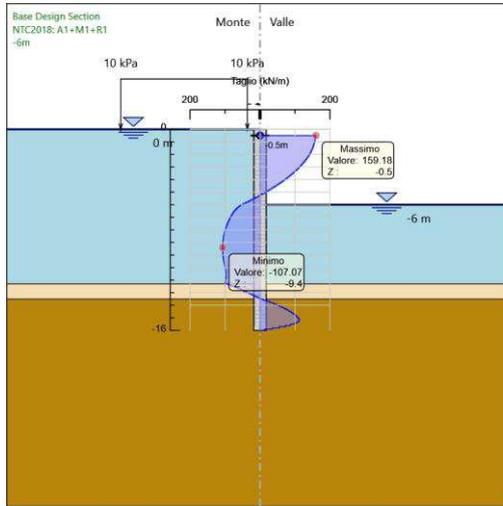
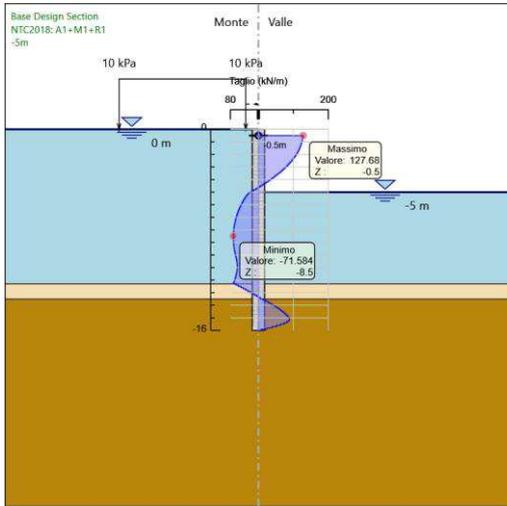












16.7.2 Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A1+M1+R1

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 Sollecitazione FixedSupport

Stage	Forza (kN/m)
PUNT	0
-2m	29.161431

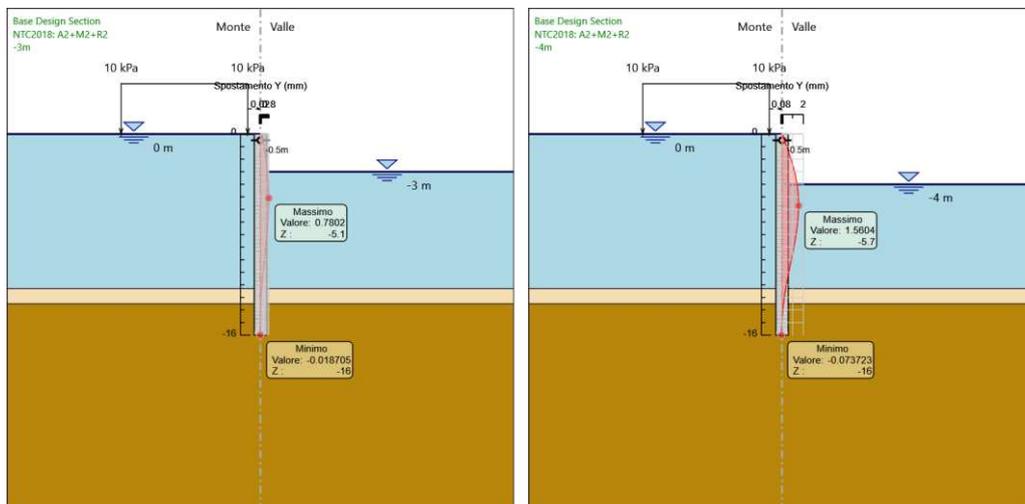
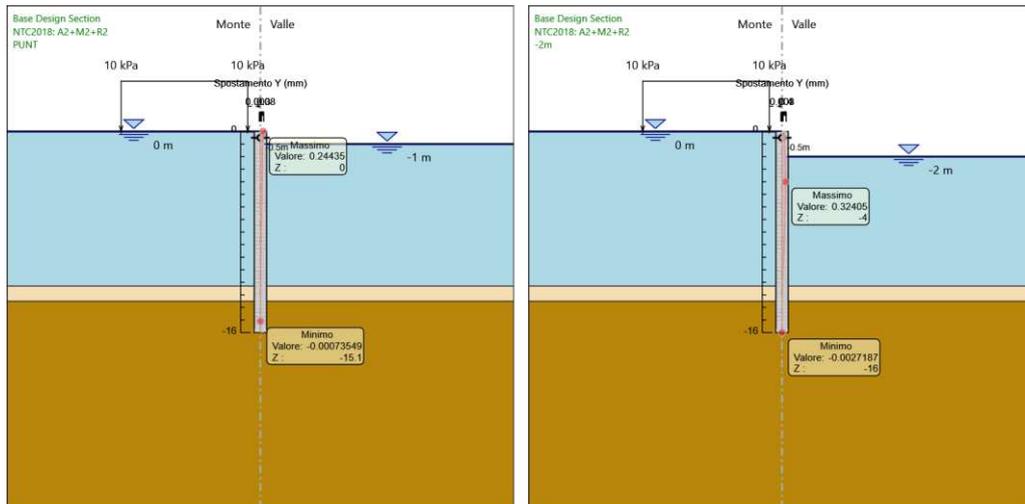
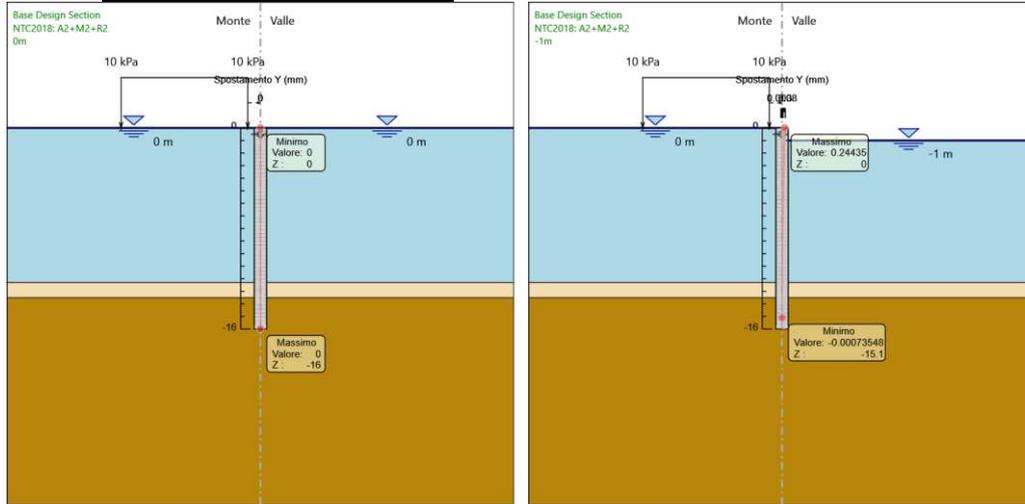
CODIFICA DOCUMENTO  <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE  MANDATARIA <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l. 		MANDANTI    	REV. <b>A</b>	FOGLIO 335 di 342
					Data <b>10/2023</b>

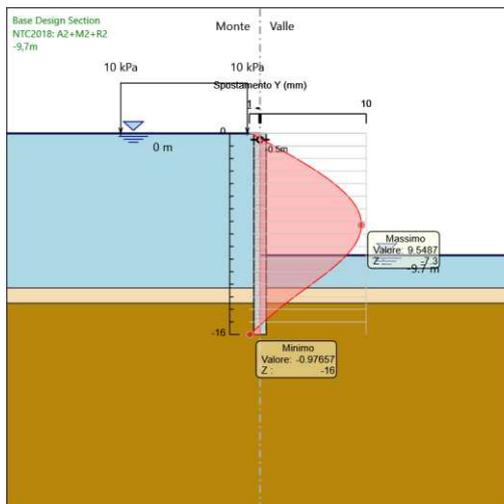
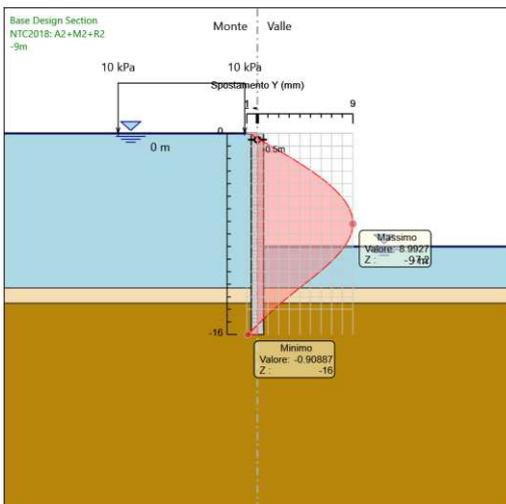
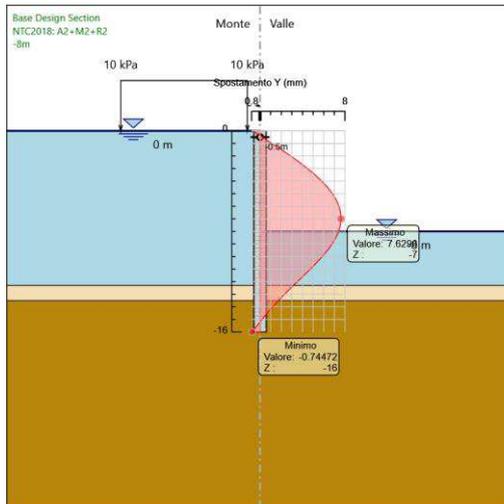
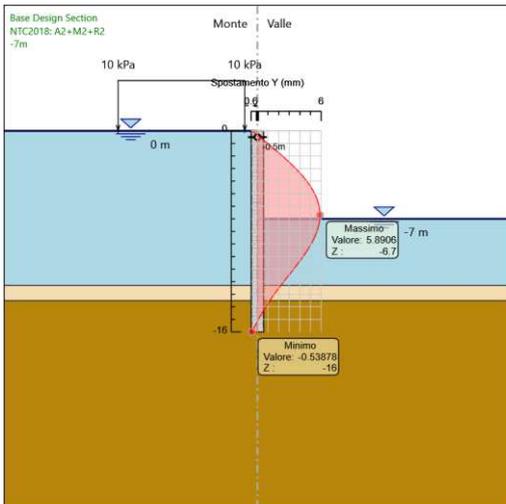
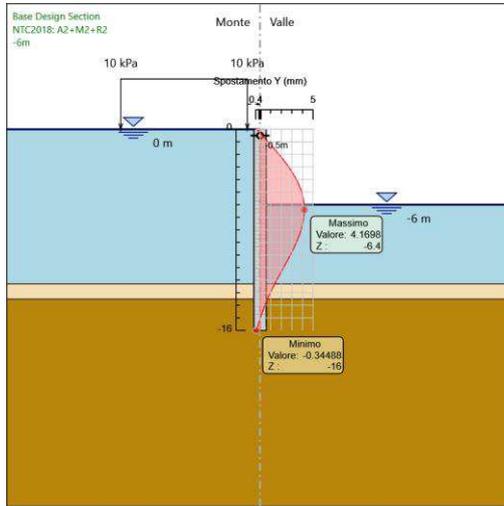
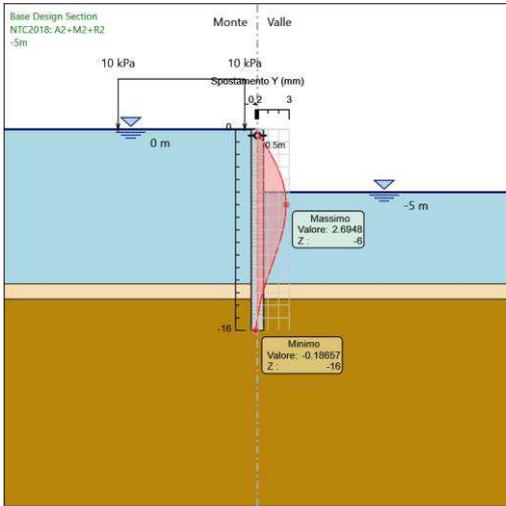
**Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 Sollecitazione FixedSupport**

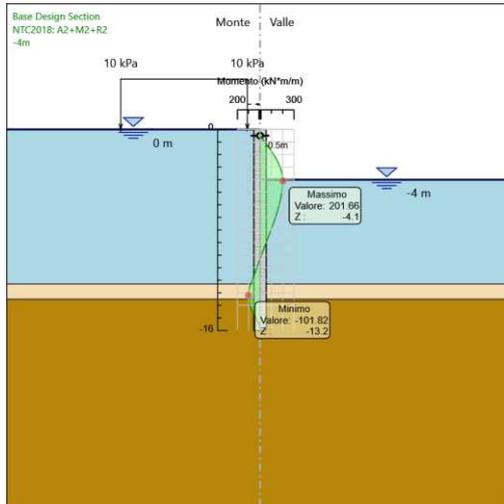
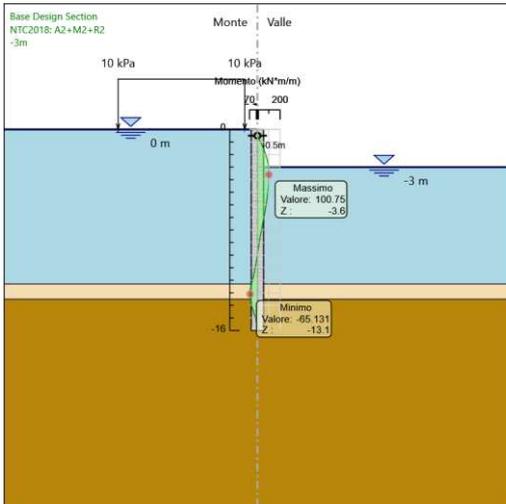
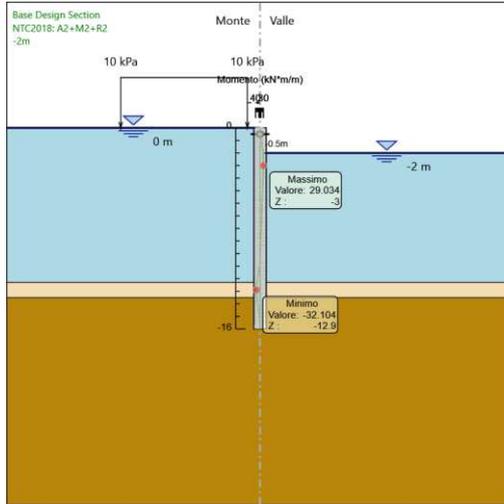
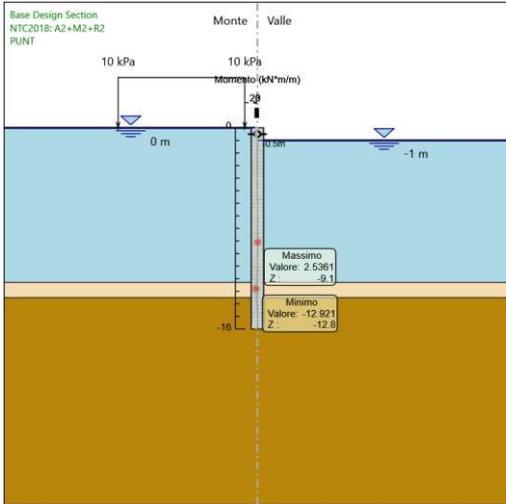
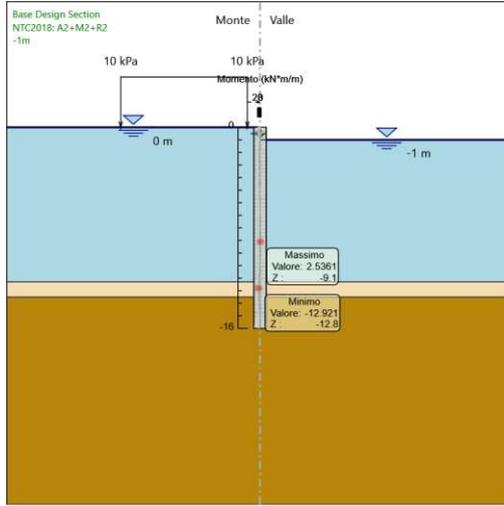
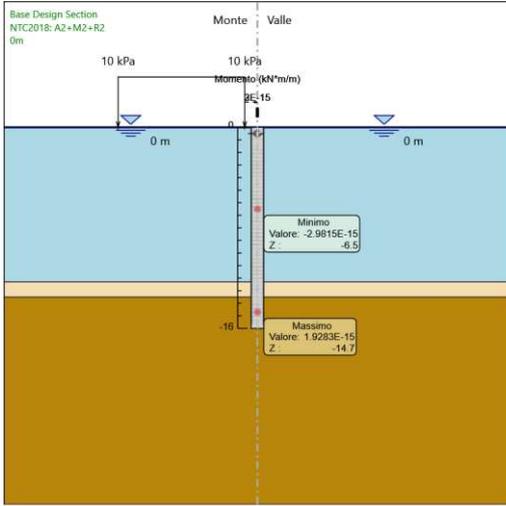
Stage	Forza (kN/m)
-3m	62.525541
-4m	97.003465
-5m	130.82667
-6m	162.53367
-7m	190.3057
-8m	211.78482
-9m	222.71132
-9,7m	222.73745

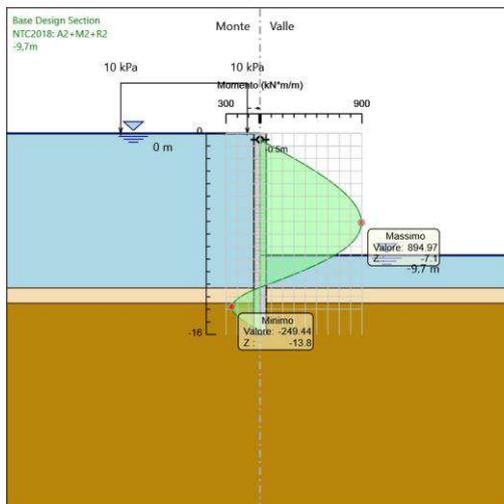
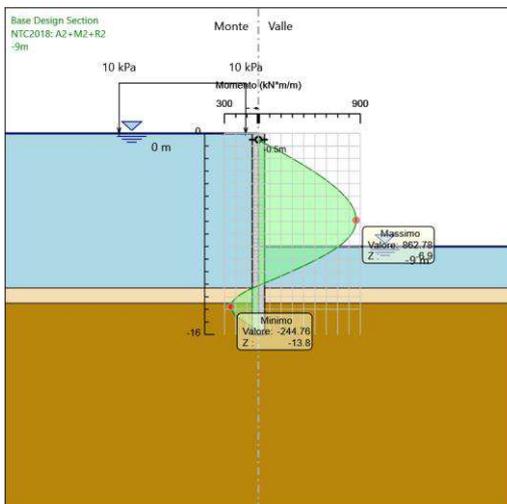
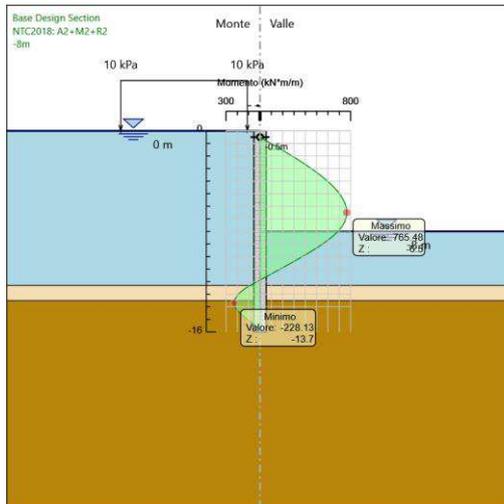
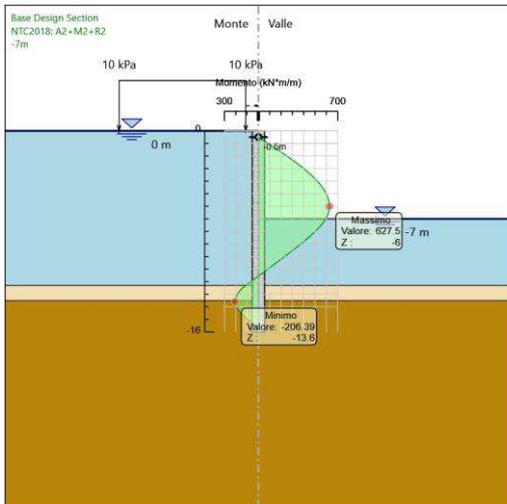
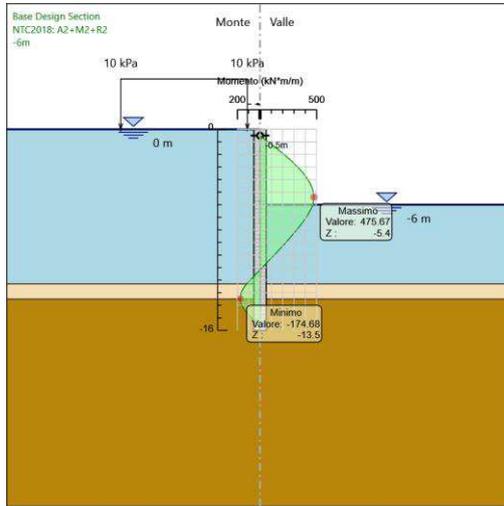
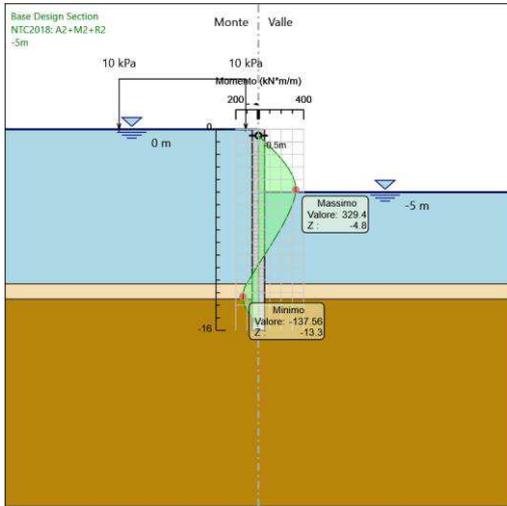
# 16.8 Risultati NTC2018: A2+M2+R2

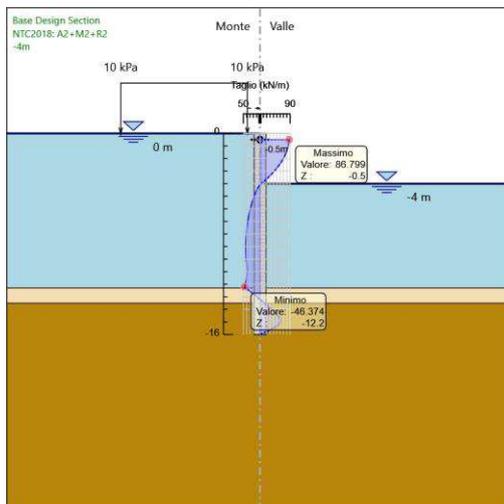
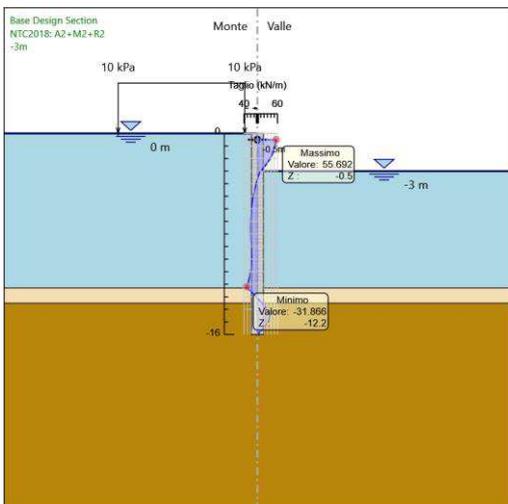
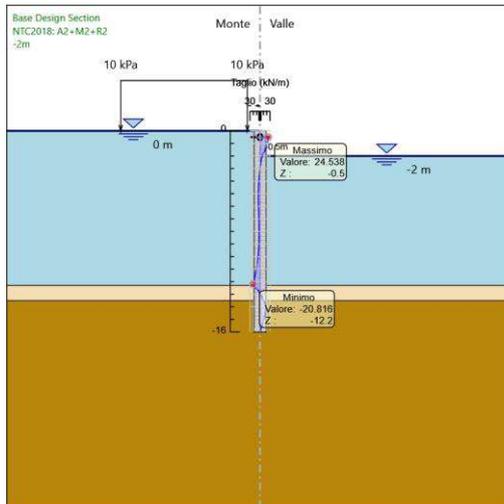
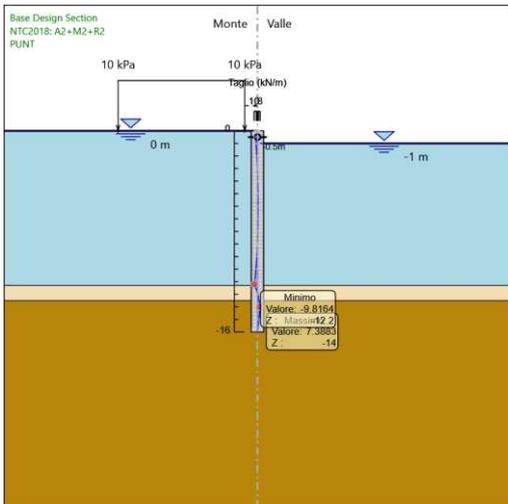
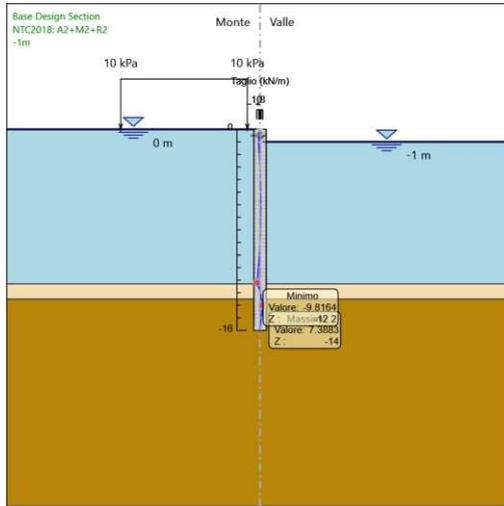
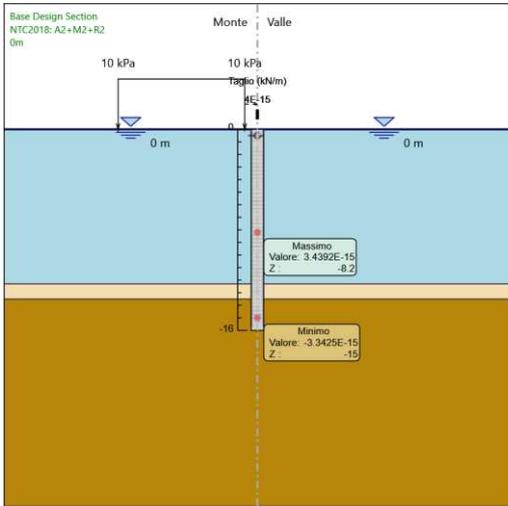
## 16.8.1 Tabella Grafici dei Risultati

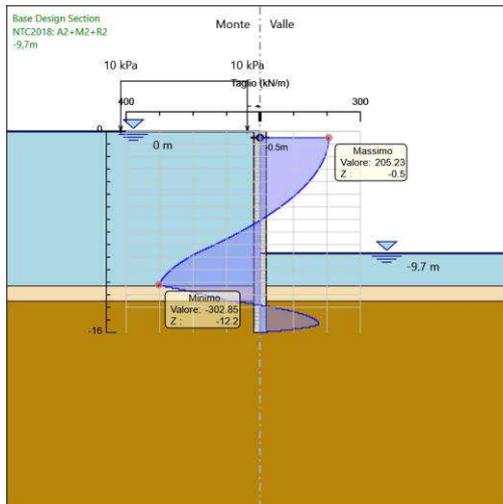
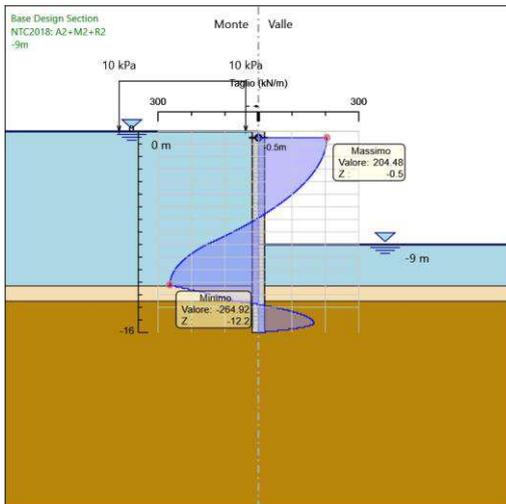
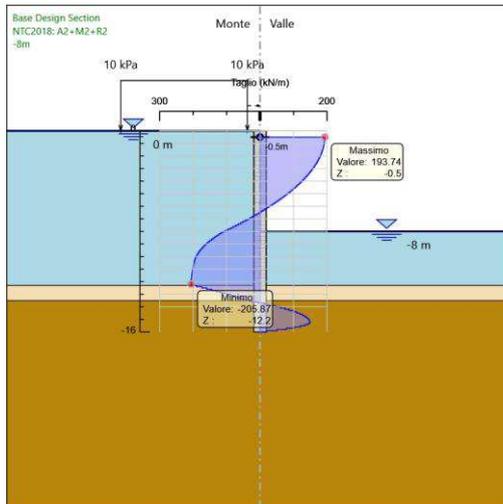
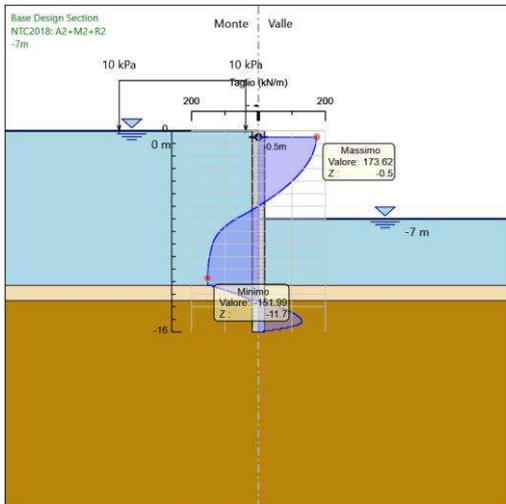
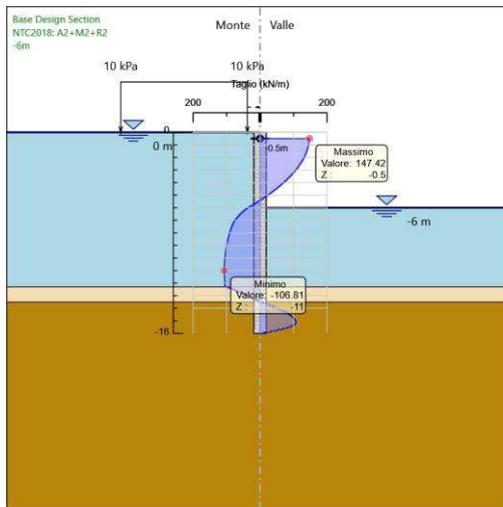
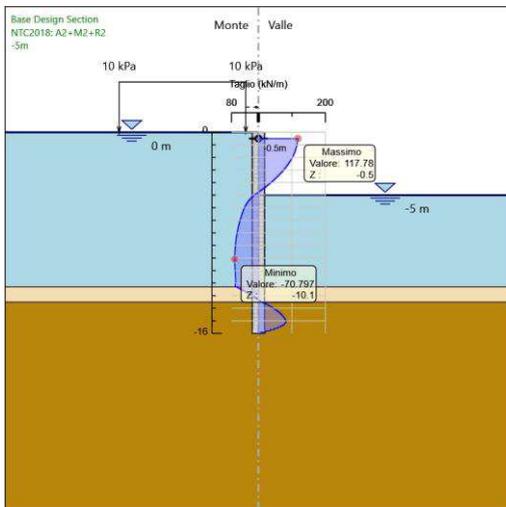












### 16.8.2 Risultati Elementi strutturali - NTC2018: A2+M2+R2

Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R2 Sollecitazione FixedSupport

Stage	Forza (kN/m)
PUNT	0
-2m	26.26615

CODIFICA DOCUMENTO  <b>P 01-VI 03-STR-RE 02</b>	PROGETTAZIONE  MANDATARIA  <b>PRO ITER</b> Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.		MANDANTI   <b>CITEZIA</b> <small>INGEGNERIA - VALUTAZIONE AMBIENTALE</small>	 <b>sinergo</b>	 <b>D_VA</b> <small>DIVISIONArchitecture</small>	REV. <b>A</b>	FOGLIO 342 di 342
	Data <b>10/2023</b>						

**Design Assumption: NTC2018: A2+M2+R2 Sollecitazione FixedSupport**

Stage	Forza (kN/m)
-3m	57.73376
-4m	89.09648
-5m	120.3288
-6m	150.1476
-7m	176.5076
-8m	196.748
-9m	207.5391
-9,7m	208.2796