

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte"
con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"
LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA895**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi

Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

Sintagma

Dott. Ing. N. Granieri
Dott. Ing. F. Durastanti
Dott. Ing. V. Truffini
Dott. Arch. A. Bracchini
Dott. Ing. L. Nani

Dott. Ing. M. Abram
Dott. Ing. F. Pambianco
Dott. Ing. M. Briganti Botta
Dott. Ing. L. Gagliardini
Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

GP INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.

Dott. Ing. G. Guiducci
Dott. Ing. A. Signorelli
Dott. Ing. E. Moscatelli
Dott. Ing. A. Belà

Dott. Ing. G. Lucibello
Dott. Arch. G. Guastella
Dott. Geol. M. Leonardi
Dott. Ing. G. Parente

COOPROGETTI

Dott. Arch. E. A. E. Crimi
Dott. Ing. M. Panfilì
Dott. Arch. P. Ghirelli
Dott. Ing. D. Pelle

Dott. Ing. L. Ragnacci
Dott. Arch. A. Strati
Archeol. M. G. Liseno

GEOTECHNICAL DESIGN GROUP

Dott. Ing. D. Carlacchini
Dott. Ing. S. Sacconi
Dott. Ing. C. Consorti

Dott. Ing. F. Aloe
Dott. Ing. A. Salvemini

ICARIA
società di ingegneria

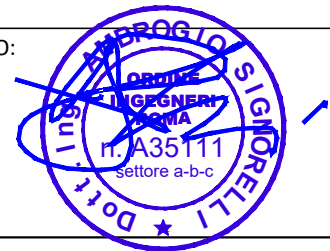
Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. F. Macchioni

Dott. Ing. G. Verini Supplizi
Dott. Ing. V. Piuanno
Geom. C. Sugaroni

OMNISERVICE
ENGINEERING

Dott. Ing. P. Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



VIADOTTI

VIADOTTO VALLONE DELLE COSTE - CARR. DX

Relazione di calcolo delle fondazioni ed opere provvisionali

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01VI01STRRE03C		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 V I 0 1 S T R R E 0 3	C	-
D					
C	Revisione a seguito di Rapporto di Verifica		Novembre 2021	A. Belà	A. Signorelli N. Granieri
B	Revisione a seguito istruttoria ANAS		Settembre 2021	A. Belà	A. Signorelli N. Granieri
A	EMISSIONE		GIUGNO 2021	G. Lucibello	A. Signorelli N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE	
1	INTRODUZIONE.....5
2	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA 6
2.1	IMPALCATO6
2.2	SOTTOSTRUTTURE7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI..... 15
3.1	CALCESTRUZZO 15
3.2	ACCIAIO PER C.A. 17
3.3	TIRANTI DI ANCORAGGIO 17
4	NORMATIVA E RIFERIMENTI 18
4.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO 18
4.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO 18
4.3	SOFTWARE UTILIZZATI 19
4.4	CONVENZIONI GENERALI, PER LE VERIFICHE E LE ANALISI GLOBALI 19
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO 20
5.1	STRATIGRAFIA DI CALCOLO..... 20
5.2	PARAMETRI GEOTECNICI 20
6	AZIONI DI CALCOLO DELLA SPALLA 22
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA..... 22
6.2	PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA..... 22
6.3	SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DELLA SPALLA 22
6.4	INCREMENTO DI SPINTA SU SPALLA DOVUTO AL SOVRACCARICO STRADALE..... 23
6.5	AZIONE DEI VEICOLI IN SVIO SUI MURI DI RISVOLTO 23
6.6	AZIONE SISMICA 23
6.6.1	Incremento di spinta su spalla dovuto al sisma..... 28
6.7	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO 30
7	COMBINAZIONE DELLE AZIONI..... 35
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE FONDAZIONALI 35
7.2	VERIFICA CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI 37
7.2.1	Criteri di verifica..... 37
7.3	VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI PROVVISORIALI 41
7.4	VERIFICA DELLE PARATIE PROVVISORIALI 42

7.4.1	Combinazioni di carico.....	42
8	MODELLAZIONE E CALCOLO PARATIE	44
8.1	ANALISI DEI CARICHI	44
8.1.1	Spinte delle Terre.....	44
8.1.2	Spinta del carico distribuito a monte dell'opera	45
8.1.3	Spinta attiva in presenza di coesione	46
8.1.4	Spinta sismica	46
8.2	METODOLOGIA DI CALCOLO	48
9	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	50
9.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE E TAGLIO	50
9.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	52
10	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA.....	53
10.1	CRITERI DI VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE.....	53
10.1.1	Valutazione delle sollecitazioni testa pali	53
10.1.2	Capacità portante dei pali di fondazione.....	59
10.1.3	Calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo	65
10.2	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI DIRETTE	67
10.2.1	Verifica di capacità portante del terreno di fondazione.....	67
10.2.2	Verifica a scorrimento del plinto di fondazione	69
11	CRITERI DI VERIFICA PARARIE PROVVISORIALI.....	71
11.1.1	Verifiche geotecniche	71
11.1.2	Verifiche di tipo idraulico (UPL ed HYD)	73
11.1.3	Verifiche strutturali allo SLU	73
12	VERIFICA DELLE FONDAZIONI PILE	76
12.1	FONDAZIONE DIRETTA PILA P1	76
12.1.1	Verifica geotecnica della fondazione pila P1	77
12.1.2	Verifica strutturale del plinto di fondazione.....	88
12.1.3	Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio	93
12.1.4	Verifiche SLV	103
12.1.5	Verifiche SLE	119
12.2	FONDAZIONE DIRETTA PILA P2	137
12.2.1	Verifica geotecnica della fondazione pila P2	138

RELAZIONE DI CALCOLO

12.2.2	Verifica strutturale del plinto di fondazione.....	149
12.2.3	Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio	155
12.2.4	Verifiche SLV	163
12.2.5	Verifiche SLE	181
12.3	FONDAZIONE DIRETTA PILA P3	199
12.3.1	Verifica geotecnica della fondazione pila P3	200
12.3.2	Verifica strutturale del plinto di fondazione.....	211
12.3.3	Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio	216
12.3.4	Verifiche SLV	225
12.3.5	Verifiche SLE	242
12.4	FONDAZIONE DIRETTA PILA P4	272
12.4.1	Verifica geotecnica della fondazione pila P4	273
12.4.2	Verifica strutturale del plinto di fondazione.....	284
12.4.3	Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio	289
12.4.4	Verifiche SLV	298
12.4.5	Verifiche SLE	314
13	VERIFICA DELLE SPALLE.....	344
13.1	SPALLA SP1.....	344
13.1.1	Verifica geotecnica della spalla.....	344
13.1.2	Verifiche strutturali della spalla.....	350
13.2	SPALLA SP2.....	407
13.2.1	Verifica geotecnica della spalla.....	407
13.2.2	Verifiche strutturali della spalla.....	413
14	VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI PROVVISORIALI	472
15	VERIFICHE DELLE PARATIE PROVVISORIALI.....	474
15.1	PREMESSA	474
15.2	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE.....	477
15.3	CARICHI ELEMENTARI	477
15.4	ANALISI NUMERICHE - SINTESI DEI RISULTATI	478
15.5	VERIFICHE STRUTTURALI - SLU	478
15.6	VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO	479
15.6.1	Verifica geotecnica bulbo di ancoraggio.....	480
15.6.2	Verifica strutturale armatura tirante	481

15.6.3	Verifica strutturale travi di ripartizione	481
15.6.4	Verifica di stabilità globale.....	482

1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali effettuate per la progettazione delle spalle e delle fondazioni delle pile del viadotto "Vallone delle Coste" (Lotto 1), previsto nell'ambito dei lavori di collegamento stradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114.

L'opera consiste in un viadotto a 5 campate realizzato con impalcato metallico a due travi isolato sismicamente rispetto alle sottostrutture mediante dispositivi elastomerici. La lunghezza complessiva dell'opera è di circa 293m con luci massime di circa 65m e con pile che raggiungono una altezza massima di 20.5 m.

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'opera in progetto consiste in un viadotto a cinque campate con impalcato misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua avente luci a 47.67+63.58+63.47+63.77+49.52 m per la carreggiata direzione Ragusa (carreggiata sinistra) e pari a 48.55+64.82+64.72+64.71+50.20 m per la carreggiata direzione Catania (carreggiata destra).

La figura seguente mostra i profili longitudinali delle due carreggiate.

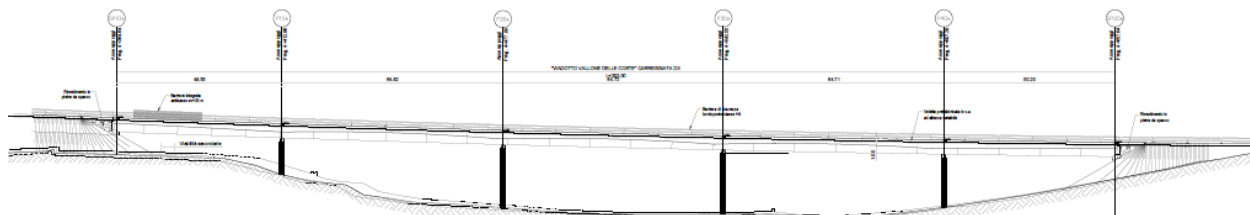


Figura 2-1: Profilo longitudinale carreggiata destra RG-CT

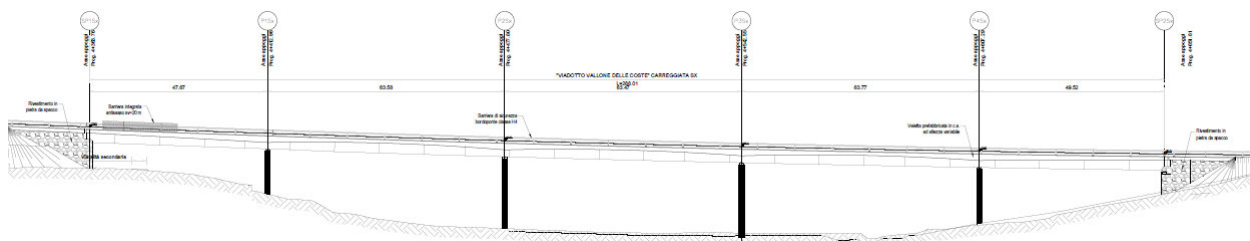


Figura 2-2: Profilo longitudinale carreggiata sinistra CT-RG

2.1 IMPALCATO

La sezione trasversale dell'impalcato destro (carreggiata direzione Catania) prevede due travi metalliche, oltre alla trave di spina centrale, disposte ad interasse trasversale pari a 10.00 m, con traversi posti a passo longitudinale variabile (tipico 9 m). La trave interno-curva ha una sezione a doppio T di altezza pari a 3300 mm mentre la trave esterno-curva ha un'altezza di 3550 mm. I traversi di testata ed intermedi sono realizzati con travi a doppio T composte mediante saldatura di altezza rispettivamente pari a 1800 mm e 1200 mm.

Lo sviluppo longitudinale delle travi, per entrambi gli impalcati, comprende diversi conci la cui anima è provvista di soli irrigidimenti trasversali ad interasse variabile (tipico di 4.5 m).

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN 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. 14 gennaio 2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.

Pertanto, le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR = VN x CU = 50 x 2 = 100 anni.

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi, è gettata in opera e presenta spessore complessivo di 300 mm, al lordo delle lastre tipo predalles di spessore 60 mm. La solidarizzazione della soletta alle travi metalliche è affidata a idonei connettori a taglio di tipo a piolo Nelson aventi diametro $\varnothing 19$.

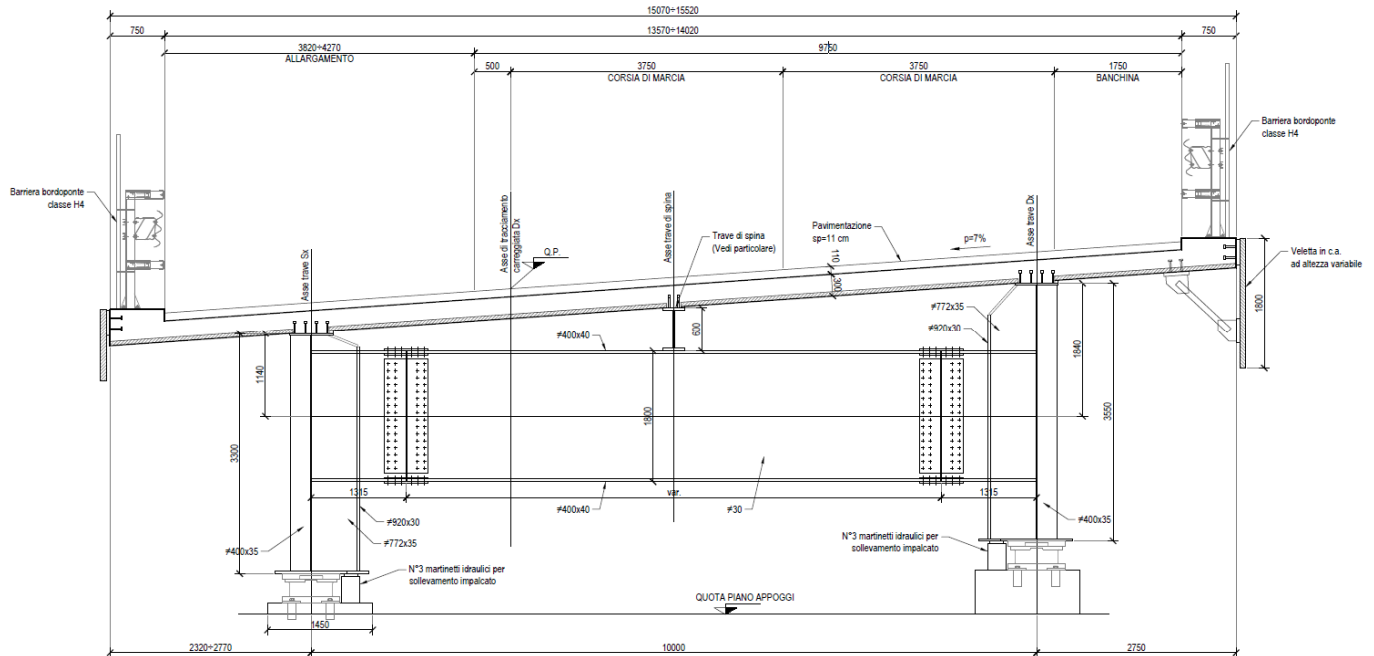


Figura 2-3: Sezione trasversale dell'impalcato su pila P1DX

2.2 SOTTOSTRUTTURE

Le pile sono di tipo tradizionale in c.a. e sono costituite da fusti a sezione piena di massimo ingombro variabile da 9,30 m x 1,75 m a 12,00 m x 1,75 m. La sezione si mantiene con dimensioni costanti per tutta l'estensione del fusto. E' realizzata una fondazione unica su doppia pila.

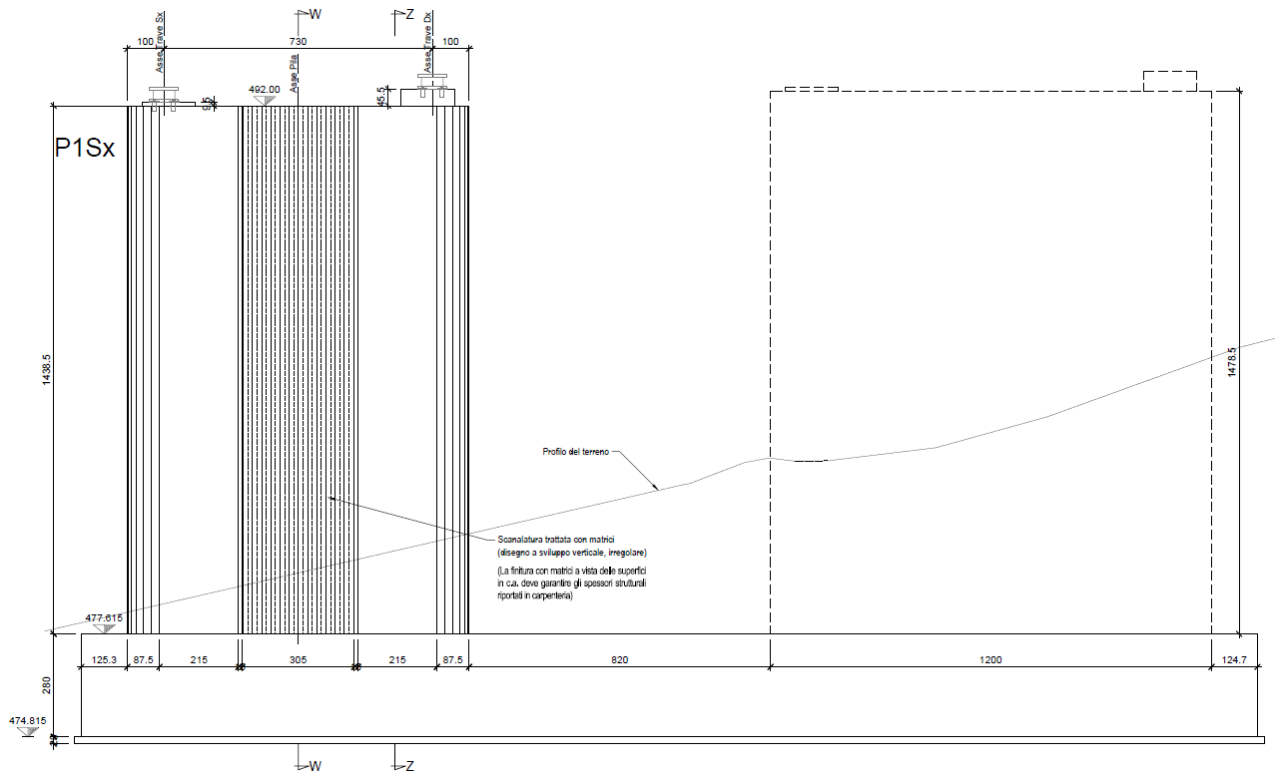


Figura 2.4: Prospetto frontale pila P1Sx

RELAZIONE DI CALCOLO

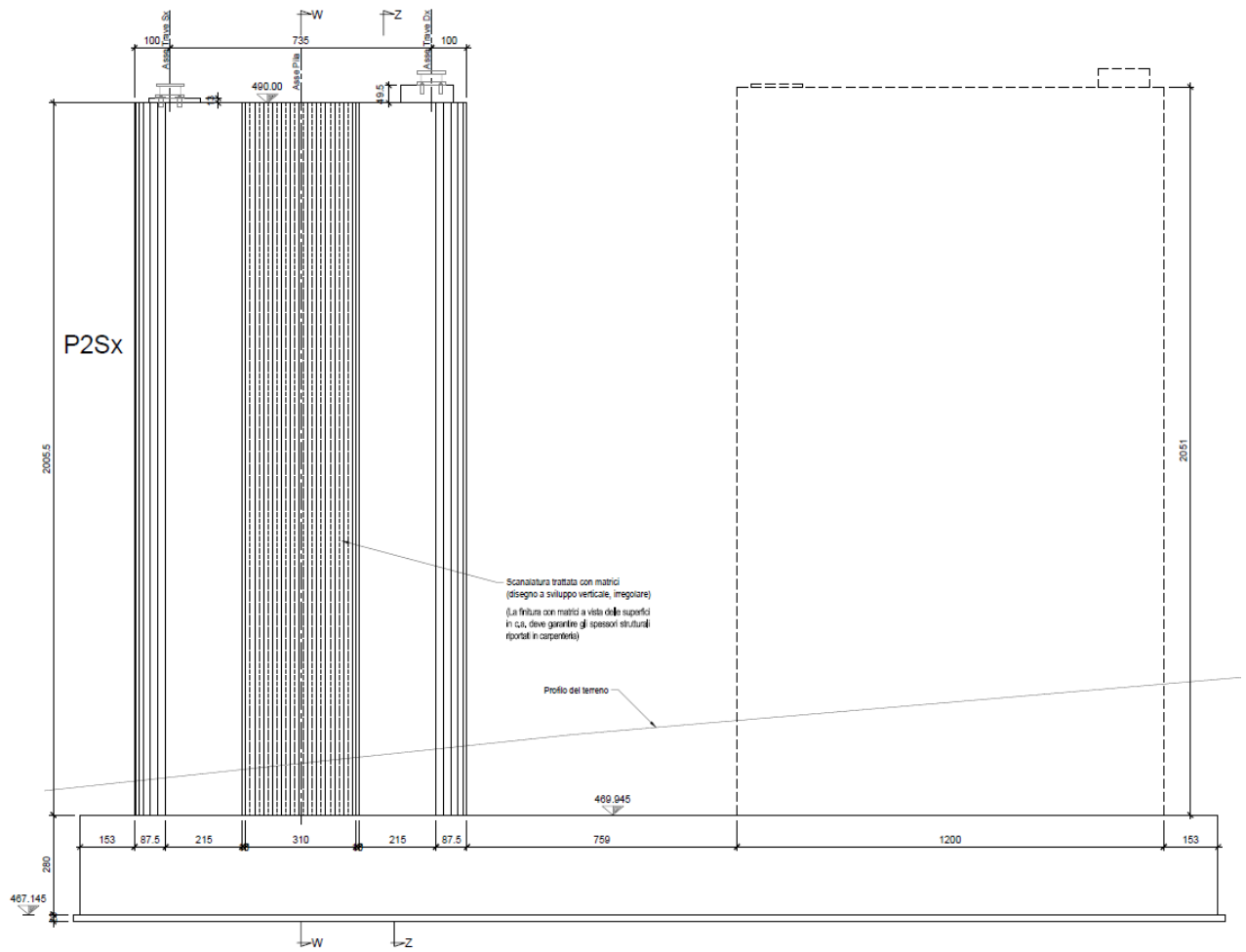


Figura 2.5: Prospetto frontale pila P2SX

RELAZIONE DI CALCOLO

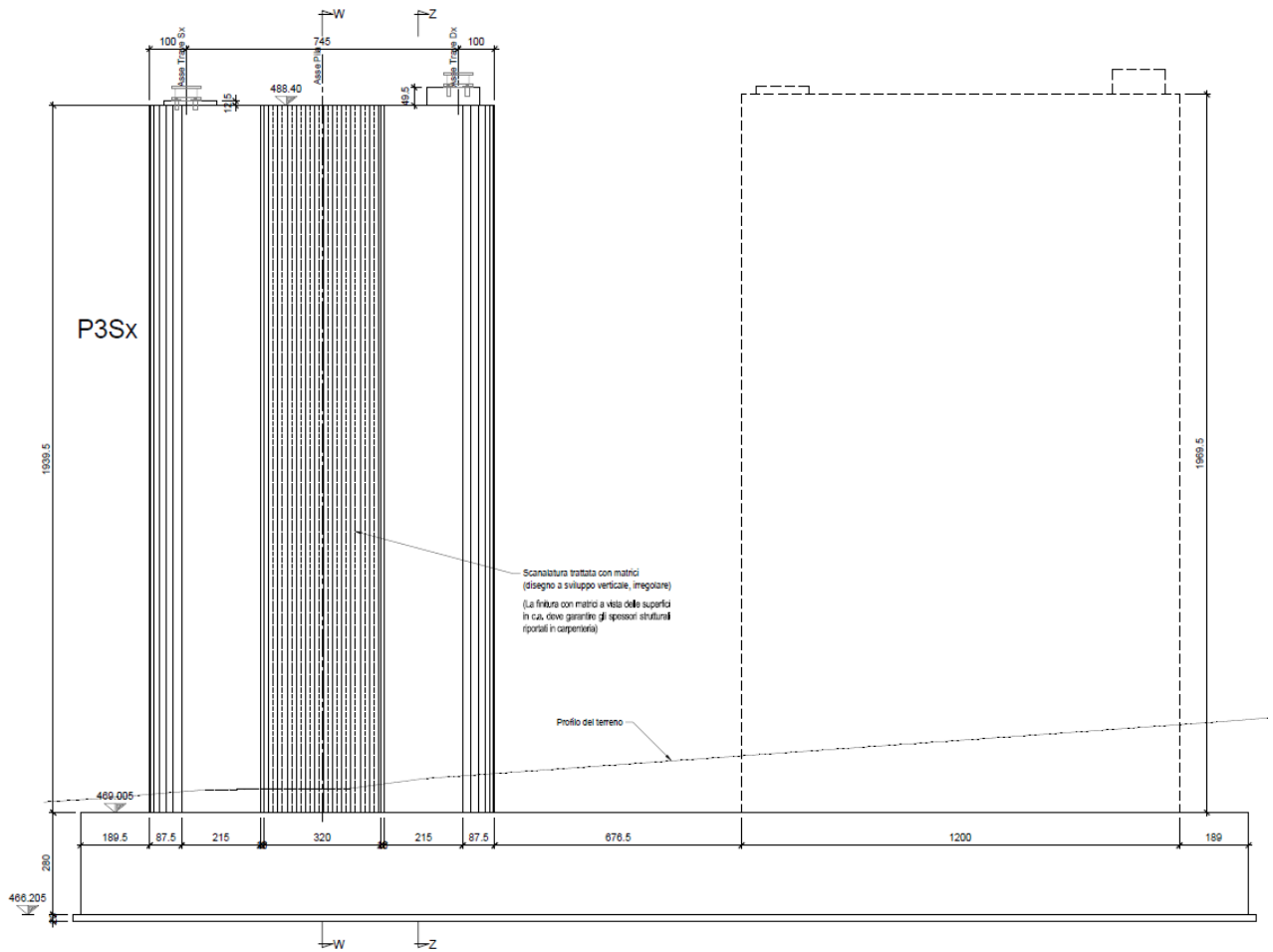


Figura 2.6: Prospetto frontale pila P3Sx

RELAZIONE DI CALCOLO

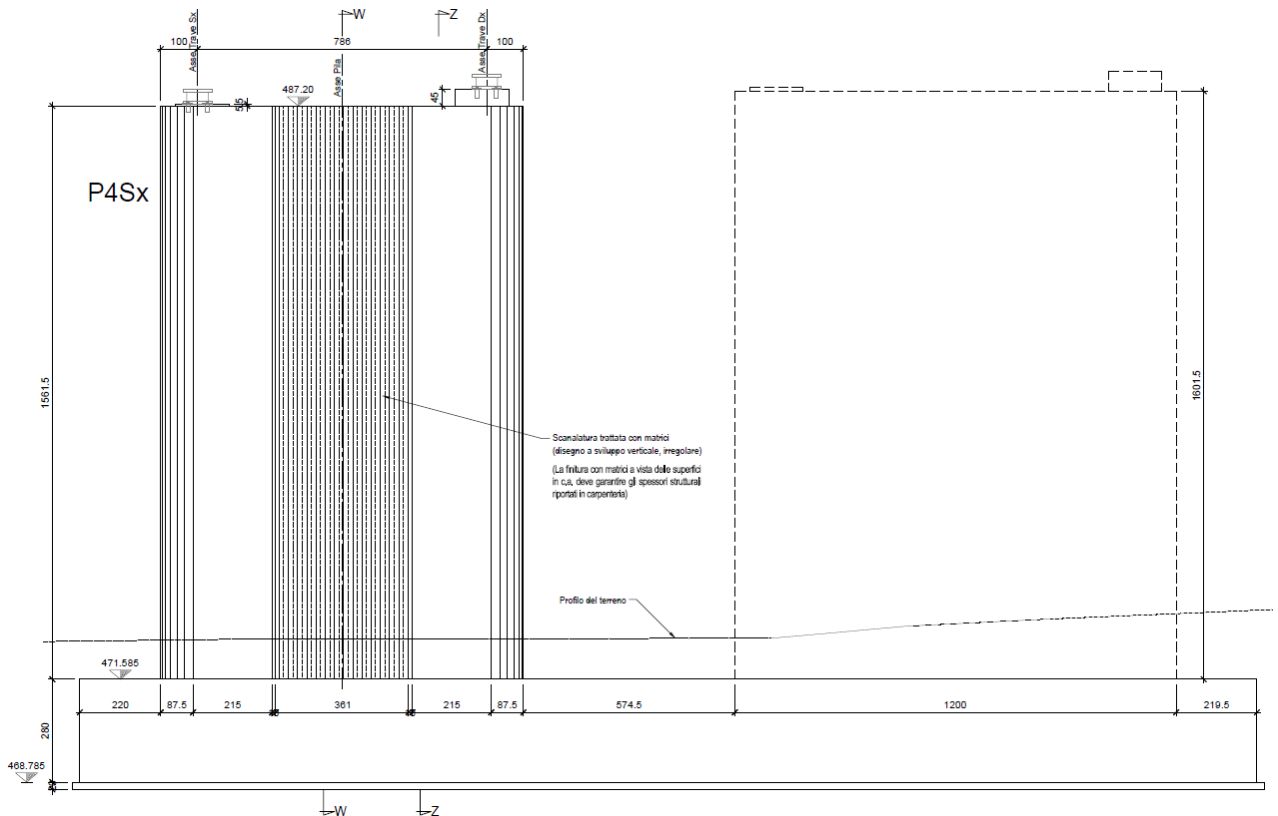


Figura 2.7: Prospetto frontale pila P4SX

Nella seguente tabella sono riportate l'altezza di ciascuna pila, lo spessore della platea di fondazione, nonché l'ingombro in pianta della platea.

Viadotto VALLONE DELLE COSTE - PILE			
Pila	H Pila (m)	Dimensioni in pianta (mq)	Spessore platea (m)
P1Sx	14.78	32m x 10 m	2.8
P2Sx	29.50	32m x 10 m	2.8
P3SX	19.69	32m x 10 m	2.8
P4SX	16.01	32m x 10 m	2.8

Tabella 2.1: Caratteristiche geometriche delle pile

L'impalcato è vincolato alle pile con isolatori sismici elastomerici con vincolo multidirezionale. In corrispondenza delle travi paraghiaia è stato previsto un giunto, appositamente dimensionato, che garantisce, in fase sismica, l'escursione dell'impalcato evitando il martellamento con le strutture della spalla.

RELAZIONE DI CALCOLO

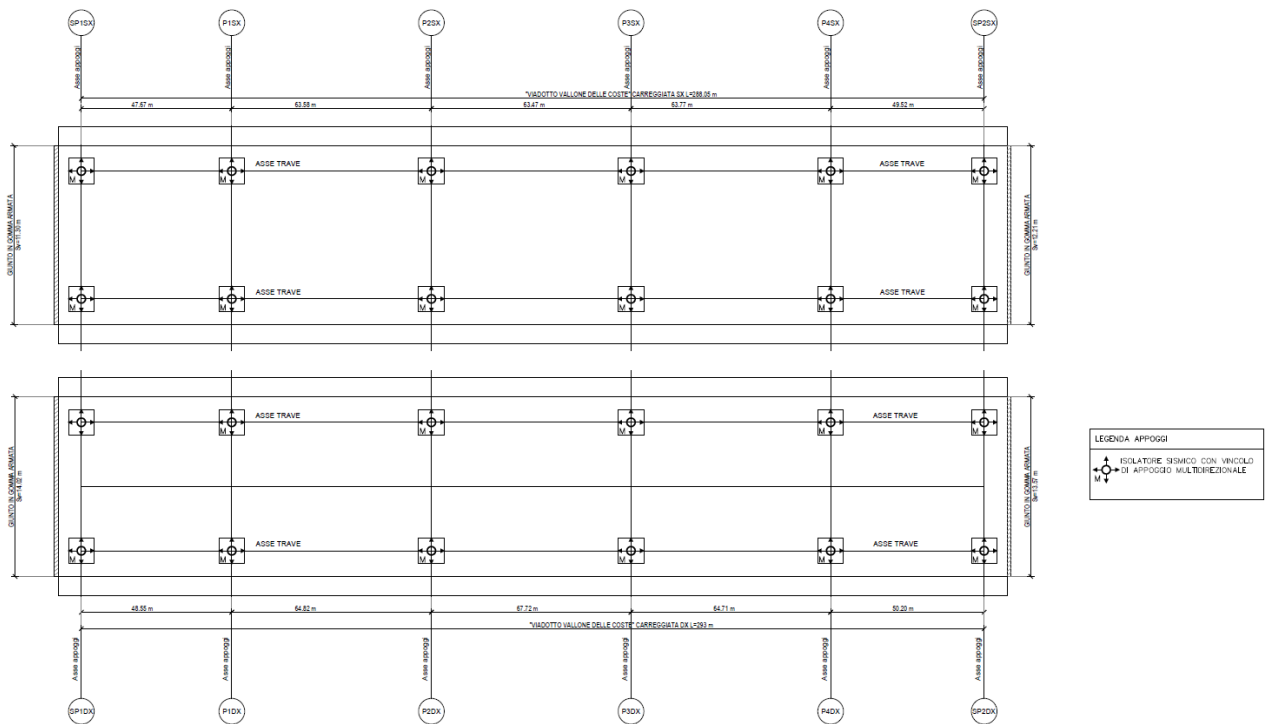


Figura 2.8: Schema di vincolamento

La spalla Sp1, unica sia per la carreggiata destra sia per quella sinistra presenta un muro frontale di spessore 2.5 m ed altezza di 8.25 m in corrispondenza della carreggiata sinistra e di 8.6 m in corrispondenza della carreggiata destra (altezza media di 8.43 m). Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile di 3.6÷4.66 m e spessore di 80 cm; i muri di risvolto sono a sezione variabile con inclinazione di 1/10 del paramento interno fino in sommità su cui si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza.

La platea di fondazione, di dimensioni in pianta 13.00 x 34.60 m e spessore 2.80 m, è realizzata su una palificata di n. 40 pali trivellati Ø1200 mm e lunghezza pari a 30 m.

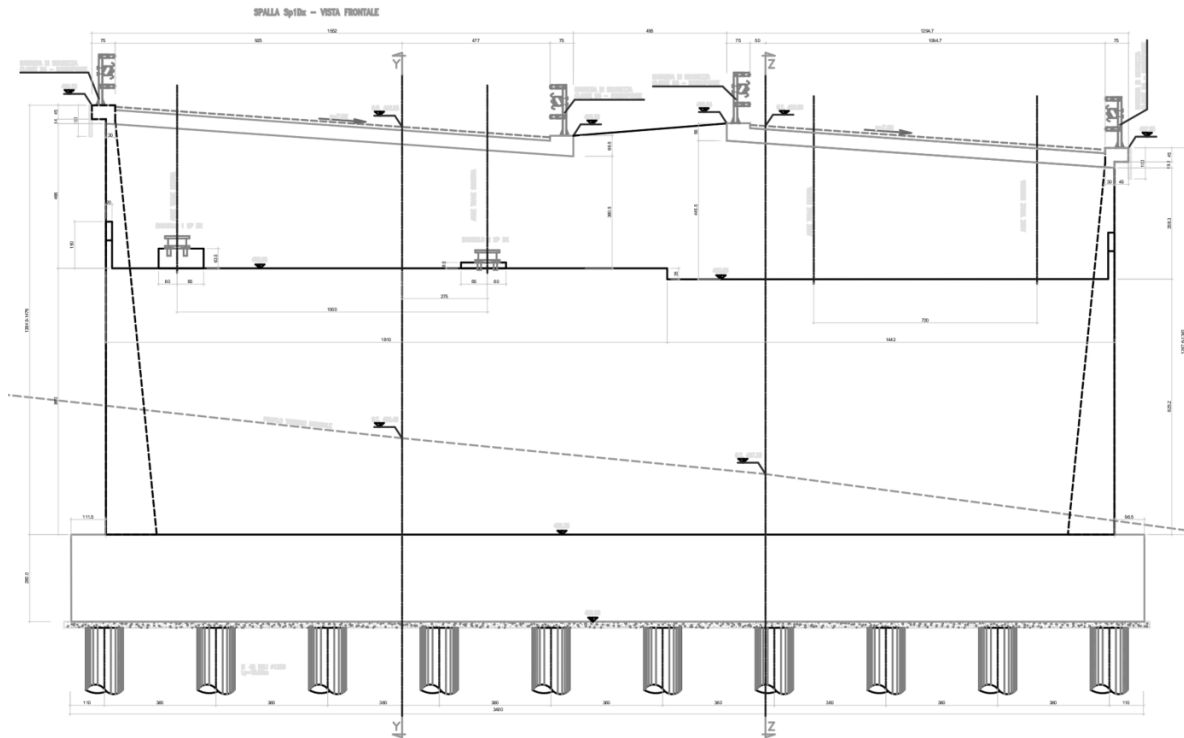


Figura 2.9: Vista frontale spalle Sp1

La spalla Sp2, unica sia per la carreggiata destra che per quella sinistra presenta un muro frontale di spessore 2.3 m ed altezza di 6.6 m in corrispondenza della carreggiata sinistra e di 7.05 m in corrispondenza della carreggiata destra (altezza media di 6.8 m). Il muro paraghiaia ha un'altezza variabile di 3.52÷4.45 m e spessore di 80 cm; i muri di risvolto sono a sezione variabile con inclinazione di 1/10 del paramento interno fino in sommità su cui si attestano i cordoli stradali per le barriere di sicurezza.

La platea di fondazione, di dimensioni in pianta 10.20 x 31.00 m e spessore 2.60 m, è realizzata su una palificata di n. 27 pali trivellati $\varnothing 1200$ mm e lunghezza pari a 30 m.

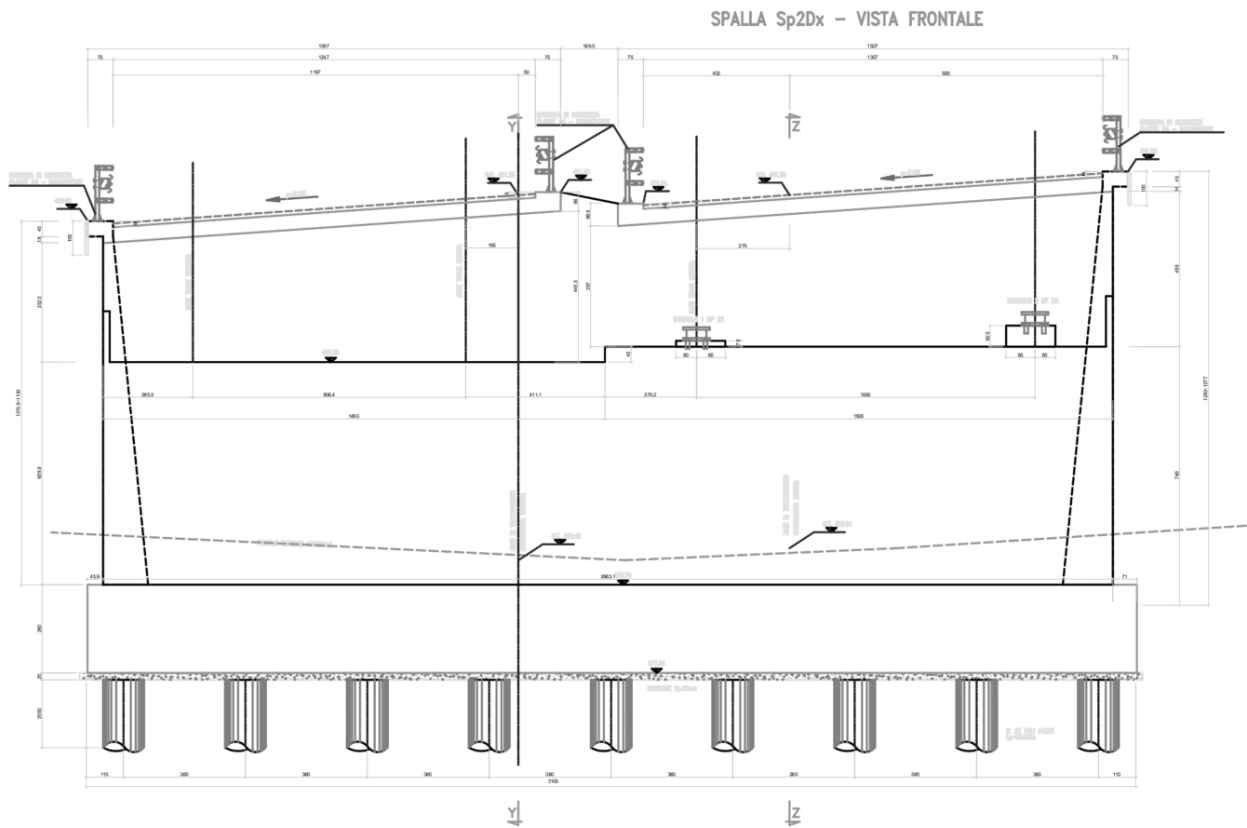


Figura 2.10: Vista frontale spalla Sp2

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle spalle e delle fondazioni delle pile dell'opera in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

3.1 CALCESTRUZZO

Tabella 3-1: Caratteristiche del calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima:	C_{min}	C12/15
------------------------------	-----------	--------

Tabella 3-2: Caratteristiche del calcestruzzo per pali di fondazione

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	25 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	60

Tabella 3-3: Caratteristiche del calcestruzzo per fondazioni

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	30 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	40

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 3-4: Caratteristiche del calcestruzzo per elevazioni spalle

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	25 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	40

Tabella 3-5: Caratteristiche del calcestruzzo per micropali provvisionali

Calcestruzzo: (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C25/30
Classe di consistenza	S	S5
Calcestruzzo spruzzato (spritzz-beton): (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C25/30
Classe di consistenza	S	S5

Tabella 3-6: Caratteristiche del calcestruzzo tiranti di ancoraggio provvisionali

Boiaccia di cemento: (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)		
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C25/30
Cemento tipo CEM II / A - L	42.5 R	

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

3.2 ACCIAIO PER C.A.

Tabella 3-7: Caratteristiche dell'acciaio per armatura ordinaria

Acciaio per armatura ordinaria:		
Acciaio in barre ad aderenza miglioara tipo B450C controllato in stabilimento:		
Tensione caratteristica di snernamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

Tabella 3-8: Caratteristiche dell'acciaio per micropali provvisionali

Acciaio per carpenteria metallica: (Secondo norma UNI EN 10025)		
Acciaio per micropali - S355J0:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 510 \text{ N/mm}^2$
Profili commerciali ed elementi non saldati - S275:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 275 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 430 \text{ N/mm}^2$
Acciaio per rete elettrosaldata:		
Acciaio in barre ad aderenza miglioara tipo B450A controllato in stabilimento:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

3.3 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Tabella 3-9: Caratteristiche acciaio tiranti di ancoraggio provvisionali

Acciaio armonico stabilizzato per trefoli:		
Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	$\geq 1860 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k}$	$\geq 1670 \text{ N/mm}^2$

4 **NORMATIVA E RIFERIMENTI**

4.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla normativa italiana e da quella europea (Eurocodici). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents, verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente normativa nazionale.

In dettaglio si sono presi in esame quindi i seguenti documenti, che volta in volta verranno opportunamente richiamati:

- D.M. 14.01.2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC")
- Circolare Min LLPP 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. Min. 14 gennaio 2008
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento
- UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio
- UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra
- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
- UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1090-2: Execution of steel structures and aluminium structures - part 2: technical requirements for steel structures

4.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

Per il progetto dell'opera in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione geotecnica;

- Relazione tecnica e di calcolo – impalcato e pile;
- Profili geotecnici;
- Elaborati grafici.

4.3 SOFTWARE UTILIZZATI

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito:

- MasterSAP 2000 (v14): Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla Computers and Structures, Inc, capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Il software è stato impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale.
- Codici di calcolo interni: Codici di calcolo in Excel e Visual Basic, testati e validati nel corso degli anni nella progettazione di varie opere strutturali; tali software gestiscono le combinazioni di carico, le verifiche dell'impalcato metallico e della soletta in c.a., il calcolo delle spinte delle terre sulle opere, le verifiche strutturali e geotecniche delle palificate di fondazione e le verifiche dei vari elementi strutturali che compongono le sottostrutture (spalle e pile).
- Paratie plus di harpaceas per la verifica delle paratie provvisionali
- Max – Muri di sostegno per il calcolo delle spalle.

4.4 CONVENZIONI GENERALI, PER LE VERIFICHE E LE ANALISI GLOBALI

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze: m

forze - coppie: N, Nm

tensioni: N/mm²

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le compressioni.

Per quanto riguarda le azioni interne nell'impalcato, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione tagliante

Fy azione tagliante

Fz azione assiale

Mx momento flettente

My momento flettente

Mz momento torcente

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente paragrafo si riporta il modello geotecnico utilizzato per il calcolo delle palificate di fondazione delle pile e delle spalle del viadotto.

5.1 STRATIGRAFIA DI CALCOLO

Secondo quanto riportato negli elaborati geotecnici, le stratigrafie assunte per i calcoli delle opere fondazionali delle spalle e delle pile sono illustrate nelle tabelle seguenti:

Tabella 5.1: Stratigrafie di calcolo – Viadotto Vallone delle Coste

Viadotto Vallone delle coste Dx		Sottostrutture					
		Sp1	P1	P2	P3	P4	Sp2
Quota intradosso fondazione da p.c.	[m]	-3.5	-5.2	-3.2	-1.8	-1.6	-2
Quota falda da p.c.	[m]	-30	-29	-22	-22	-26	-
Spessore Litotipo							
Detrito	[m]			1.8	0.5		
Mc (sciolta)	[m]	29	23	12	11	13.5	4
Ocm (sciolta)	[m]	>20	>20	>20	>20	>20	>20

5.2 PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini della parametrizzazione geotecnica dei litotipi descritti al p.to precedente, si fa riferimento alle indagini condotte in corrispondenza del viadotto in esame: sondaggi S13p, SE7, SE8 ed S15d, le cui risultanze sono riportate nella "Relazione Geotecnica Generale".

In particolare, per la caratterizzazione di ciascun litotipo, si è fatto riferimento:
ai sondaggi:

- S13p, SE7, SE8 per la formazione Mc;
- SE7, SE8, S15d per la formazione Ocm.

Vista la numerosità ridotta dei campioni disponibili si è valutata poco attendibile la valutazione dei parametri minimi e si è fatto cautelativamente riferimento ai parametri medi e per ciascuna opera si è fatto riferimento a 3 verticali indagate.

Nelle tabelle seguenti si riportano i parametri geotecnici caratteristici dei litotipi interessati dal viadotto in esame, assunti in sede di calcolo delle opere fondazionali:

Tabella 5.2: Parametri geotecnici caratteristici di calcolo

Viadotto Vallone delle coste		Parametri geotecnici di calcolo				
		γ [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	c_u [kPa]	E [MPa]
Detrito	[m]	21.6	0	33	0	25
Mc (sciolta)	[m]	20.3	33	26.6	285	50
Ocm (sciolta)	[m]	19.5	41	28.7	360	23

Per la stima della coesione non drenata considerata nelle verifiche si è tenuto in conto il naturale incremento della c_u con la profondità secondo la legge (Jamiolkowski et al. 1980):

$$c_u = c_{ub} + 0.3 \cdot \sigma'_v \cdot \sqrt{OCR}$$

Nelle analisi è stato utilizzato un valore medio calcolato rispetto allo sviluppo verticale dei pali. Allo scopo, per il calcolo della tensione efficace sono stati considerati il ricoprimento della fondazione e metà della lunghezza del palo.

6 AZIONI DI CALCOLO DELLA SPALLA

Il calcolo della spalla è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- peso del terreno a monte dell'opera;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo della spalla;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera.
- spinta dovuta al sovraccarico stradale;
- azioni trasmesse dall'impalcato.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso dei vari elementi strutturali è stato calcolato considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

6.2 PESO DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal rilevato stradale il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.

6.3 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DELLA SPALLA

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono sostanzialmente dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; avendo previsto una platea su pali, si può considerare che le deformazioni del terreno siano impedito dalla struttura che non cede in nessun punto, per cui la pressione esercitata è una spinta a riposo espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo di Coulomb che vale:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

dove φ è l'angolo di attrito interno del terreno.

Per quanto concerne, invece, le terre rinforzate, è stato considerato un regime di spinta attivo, il cui valore della spinta è espresso secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, β rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\beta = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-muro, ε è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-muro δ rispetto alla normale al muro.

In entrambi i casi di regimi di spinta, il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

6.4 INCREMENTO DI SPINTA SU SPALLA DOVUTO AL SOVRACCARICO STRADALE

La presenza di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sulla spalla risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

Intendendo per q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale del valore di 20 kN/m^2 , la spinta in esame vale:

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0.$$

6.5 AZIONE DEI VEICOLI IN SVIO SUI MURI DI RISVOLTO

L'azione di svio dei veicoli è stata considerata secondo le indicazioni fornite al punto 3.6.3.3.2 del DM 14/01/2008, nel quale si dichiara che in assenza di dati specifici "si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN ". La forza, agente nel piano orizzontale in direzione trasversale a quella di sviluppo del muro, è stata considerata applicata alla quota di 1.0 m dal piano di marcia.

6.6 AZIONE SISMICA

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni e considerando 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. 14 gennaio 2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $CU = 2$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$

in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera (Latitudine 36,9686; Longitudine 14,6797), utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Latitudine: 36°.9686								
Longitudine: 14°.6797								
Stato limite	V_N [anni]	C_U	V_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	F_V	T_C^* [s]
SLO	50	2	100	60	0.060	2.505	0.828	0.269
SLD	50	2	100	101	0.085	2.443	0.961	0.286
SLV	50	2	100	949	0.314	2.360	1.787	0.455
SLC	50	2	100	1950	0.453	2.344	2.129	0.516

Figura 6-1: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_V è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_C^* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO

Categoria suolo = B								
Stato limite	Suolo	S _S	S _T	S	C _C	T _B	T _C	T _D
SLO	B	1.20	1.00	1.20	1.431	0.128	0.384	1.840
SLD	B	1.20	1.00	1.20	1.413	0.135	0.404	1.940
SLV	B	1.10	1.00	1.10	1.288	0.195	0.586	2.858
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.255	0.216	0.648	3.410

Figura 6-2: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C*; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Con riferimento al caso specifico, si riporta in figura lo spettro elastico per componente orizzontale.

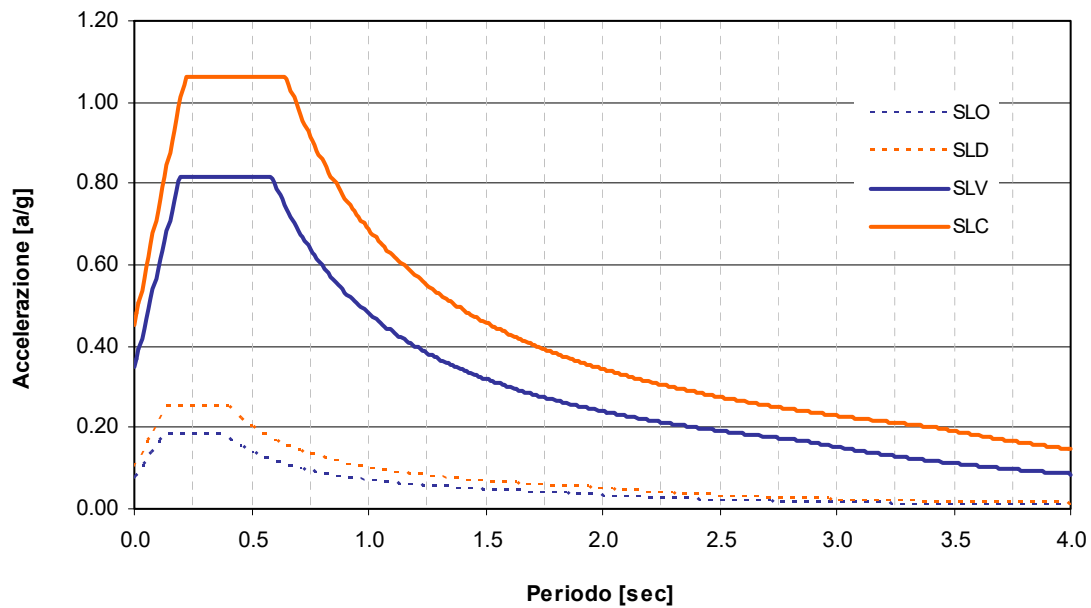


Figura 6-3:Spettro elastico per la componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Stato limite	Suolo	S_S	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
SLO	B	1.00	1.00	1.00	1.431	0.050	0.150	1.000
SLD	B	1.00	1.00	1.00	1.413	0.050	0.150	1.000
SLV	B	1.00	1.00	1.00	1.288	0.050	0.150	1.000
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.255	0.050	0.150	1.000

Figura 6-4:Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S ; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente verticale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente verticale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente verticale.

Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

RELAZIONE DI CALCOLO

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

Con riferimento al caso specifico, si riporta in figura lo spettro elastico per componente verticale.

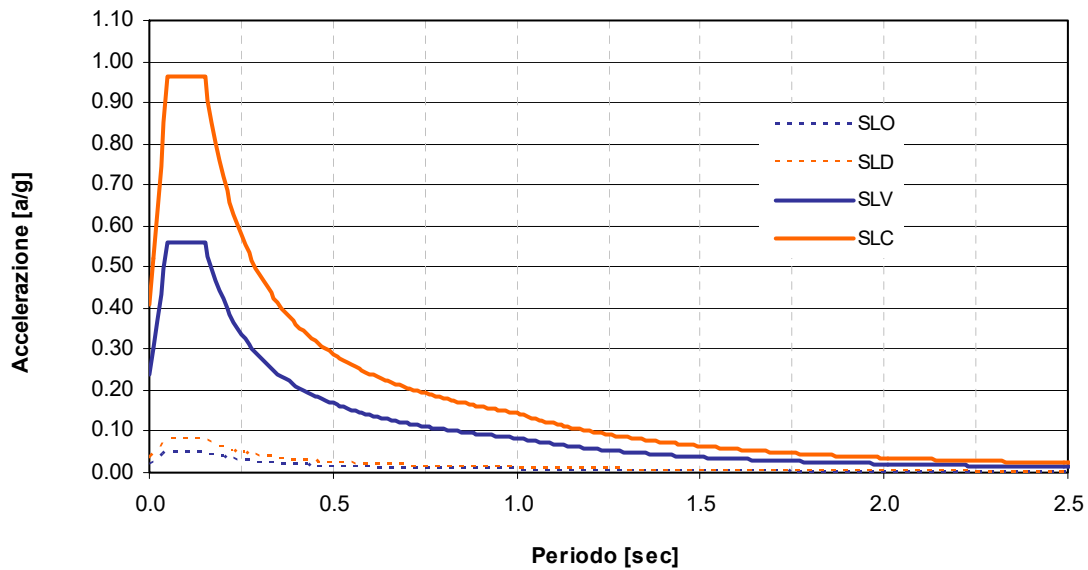


Figura 6-5: Spettro elastico per la componente verticale

In accordo con le indicazioni della normativa (paragrafo 7.10.5.3.2), per tenere in conto la dissipazione di energia indotta dal sistema di smorzamento, lo spettro elastico calcolato con valore unitario del parametro η , viene abbattuto per valori del periodo $T > 0.8T_{is}$ in funzione dello smorzamento del sistema isolato ξ_{eis}

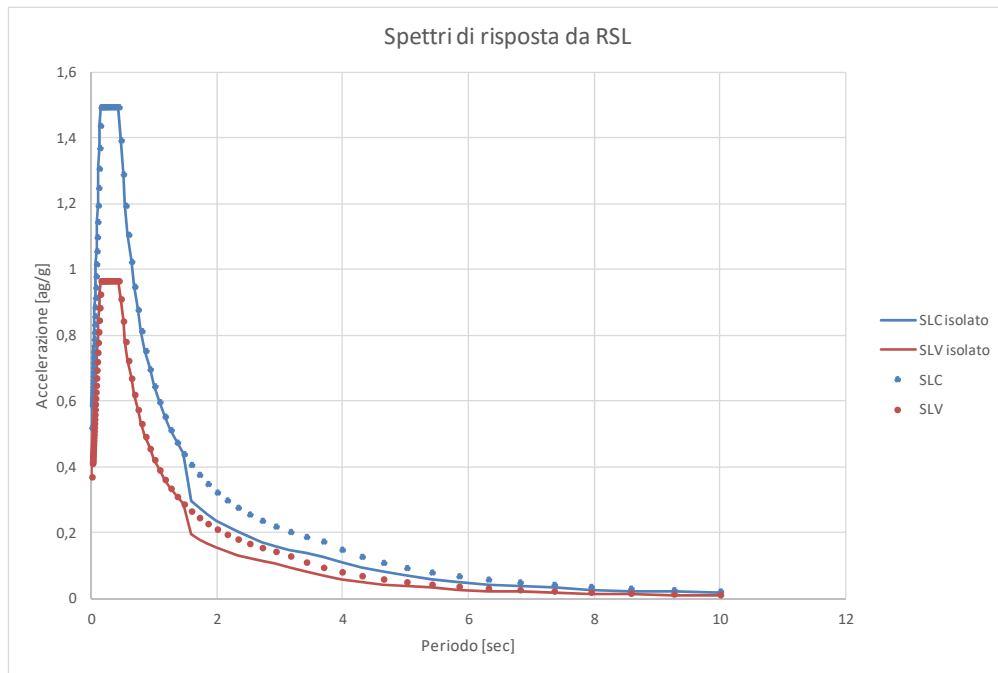


Figura 6-6: Spettro di progetto

6.6.1 Incremento di spinta su spalla dovuto al sisma

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

Il D. Min. Infrastrutture 14/01/2008 consente l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporti come un corpo rigido.

Le componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

β = angolo tra intradosso parete e la verticale

ϑ = angolo definito come: $\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$

$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$, coefficiente di intensità sismica orizzontale

$k_v = 0.5k_h$ = coefficiente di intensità sismica verticale

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Quest'ultimo parametro assume i valori riportati nella tabella seguente.

Tabella 6.1: Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,20 < a_g (g) \leq 0,40$	0,31	0,31
$0,10 < a_g (g) \leq 0,20$	0,29	0,24
$a_g (g) \leq 0,10$	0,20	0,18

Nel caso di spalle che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_i = a_g/g \cdot W$$

Per le analisi in condizioni sismiche della spalla in oggetto sono utilizzati i seguenti valori dedotti dall'analisi di risposta sismica locale (RSL) allo stato limite SLV:

- massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0.3712$;
- categoria stratigrafica RSL
- categoria topografica T1
- coefficiente di riduzione di a_{max} : $\beta_m = 1$;

RELAZIONE DI CALCOLO

- coefficiente di intensità sismica orizzontale $k_h = 0.3712$;
- coefficiente di intensità sismica verticale $k_v = 0.1856$.

Ex Lotto	da prog.	a prog.	Opera	AZIONE SISMICA PROGETTO DEFINI Sigla indagine	PROGETTO ESECUTIVO				
					Categoria di Suolo NTC08	Categoria topografica	S_r	Latitudine	Longitudine
1	4+000		Viadotto delle Coste	S012	RSL	T1	1.00	36.969912	14.679435
1	4+000			M003?	RSL	T1			
1	4+250			M004	RSL	T1			
1	4+700			S015	RSL	T1			

Tabella 6.2: Analisi di risposta sismica locale.

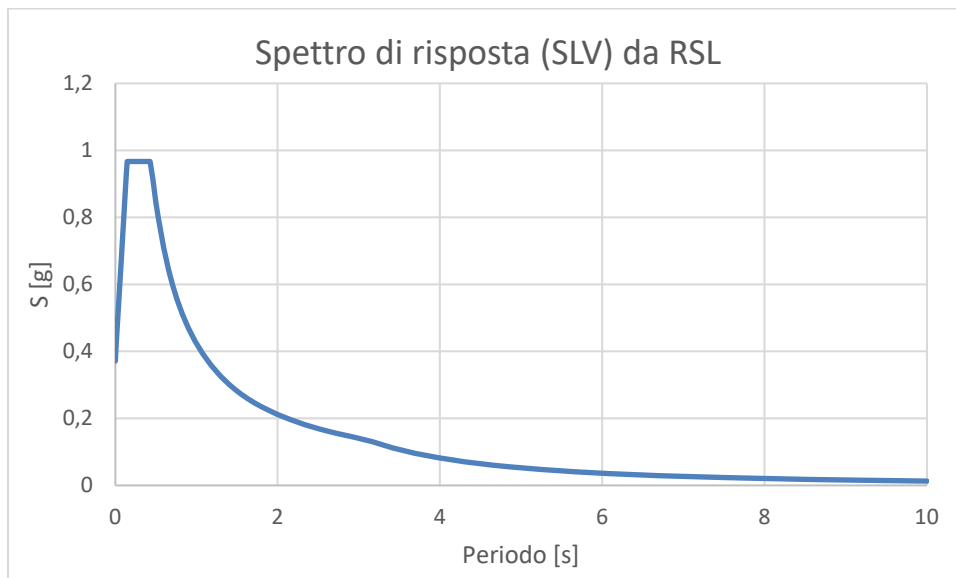


Figura 6-7: Spettro di risposta allo SLV da RSL.

6.7 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Si riportano di seguito, gli scarichi trasmessi dall'impalcato su entrambe le spalle (riferite a quota piano appoggi).

La terna di assi di riferimento per le sollecitazioni ha x nella direzione dell'asse d'impalcato, y disposto trasversalmente e z verticale.

Tabella 6.3: Spalla Sp1 - azioni trasmesse a quota piano appoggi

RELAZIONE DI CALCOLO

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Fz	Fy	Fx	Mz	My	Mx
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SP1 SX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Max	4810.319	189.888	100.141	-2.853E-16	4.9866	-4.4334
SP1 SX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Min	1110.007	89.032	-170.869	-5.472E-16	-8.5085	-9.4555
SP1 SX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Max	4176.488	292.686	93.407	-4.659E-16	4.6512	-7.4391
SP1 SX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Min	1306.573	149.393	-166.311	-8.686E-16	-8.2815	-14.5745
SP1 SX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Max	4058.296	189.984	-53.609	-2.936E-16	-2.6695	-4.6245
SP1 SX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Min	1242.778	92.869	-313.177	-5.554E-16	-15.5948	-9.4604
SP1 SX	09 SLE G1 Max car	Combination	Max	3487.514	130.558	79.739	-1.915E-16	3.9706	-2.96
SP1 SX	09 SLE G1 Max car	Combination	Min	745.708	59.443	-141.821	-3.745E-16	-7.062	-6.5012
SP1 SX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Max	3009.471	198.894	74.76	-3.119E-16	3.7227	-4.9681
SP1 SX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Min	887.776	99.77	-138.411	-5.888E-16	-6.8922	-9.904
SP1 SX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Max	2929.649	130.627	-34.158	-1.976E-16	-1.7009	-3.1016
SP1 SX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Min	844.218	62.287	-247.229	-3.806E-16	-12.3109	-6.5046
SP1 SX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Max	2835.607	23.222	75.155	-1.093E-17	3.7424	-0.0527
SP1 SX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Min	804.574	1.059	-137.765	-5.313E-17	-6.8601	-1.1563
SP1 SX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Max	2870.38	58.356	75.076	-7.113E-17	3.7385	-1.0358
SP1 SX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Min	821.214	20.801	-137.894	-1.603E-16	-6.8665	-2.9059
SP1 SX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Max	1190.004	16.626	39.257	-1.553E-17	1.9548	-0.2537
SP1 SX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Min	1138.417	5.095	-116.955	-5.069E-17	-5.8238	-0.8279
SP1 SX	20 SLC 1+0,3	Combination	Max	1496.045	305.485	1038.013	8.652E-16	51.6883	14.1302
SP1 SX	20 SLC 1+0,3	Combination	Min	832.376	-283.765	-1115.711	-9.315E-16	-55.5574	-15.2118
SP1 SX	24 SLC 0,3+1	Combination	Max	1760.802	636.674	426.02	1.875E-15	21.2139	30.6219
SP1 SX	24 SLC 0,3+1	Combination	Min	567.619	-614.954	-503.718	-1.941E-15	-25.0829	-31.7035
SP1 SX	28 SLC Z	Combination	Max	1180.563	18.971	-74.792	-2.268E-17	-3.7243	-0.3704
SP1 SX	28 SLC Z	Combination	Min	1128.975	7.439	-231.003	-5.784E-17	-11.5029	-0.9446
SP1 SX	29 SLV 1+0,3	Combination	Max	1390.067	205.497	692.206	5.604E-16	34.4688	9.1512
SP1 SX	29 SLV 1+0,3	Combination	Min	938.354	-183.776	-769.905	-6.266E-16	-38.3378	-10.2328
SP1 SX	33 SLV 0,3+1	Combination	Max	1563.181	422.019	292.109	1.221E-15	14.5457	19.933
SP1 SX	33 SLV 0,3+1	Combination	Min	765.24	-400.298	-369.807	-1.287E-15	-18.4147	-21.0146
SP1 SX	37 SLV Z	Combination	Max	1185.437	17.76	-15.914	-1.899E-17	-0.7924	-0.3102
SP1 SX	37 SLV Z	Combination	Min	1133.849	6.229	-172.125	-5.415E-17	-8.5711	-0.8844
SP1 SX	38 SLD 1+0,3	Combination	Max	1237.314	61.858	187.176	1.224E-16	9.3205	1.9986
SP1 SX	38 SLD 1+0,3	Combination	Min	1091.106	-40.137	-264.874	-1.886E-16	-13.1895	-3.0802
SP1 SX	42 SLD 0,3+1	Combination	Max	1277.476	111.849	96.728	2.748E-16	4.8166	4.488
SP1 SX	42 SLD 0,3+1	Combination	Min	1050.945	-90.128	-174.426	-3.41E-16	-8.6857	-5.5696
SP1 SX	46 SLD Z	Combination	Max	1189.658	16.712	35.072	-1.58E-17	1.7464	-0.258
SP1 SX	46 SLD Z	Combination	Min	1138.07	5.181	-121.14	-5.096E-17	-6.0322	-0.8322
SP1 SX	47 SLO 1+0,3	Combination	Max	1221.048	46.432	136.044	7.535E-17	6.7744	1.2305
SP1 SX	47 SLO 1+0,3	Combination	Min	1107.373	-24.712	-213.742	-1.416E-16	-10.6434	-2.3121
SP1 SX	51 SLO 0,3+1	Combination	Max	1247.458	79.502	76.866	1.762E-16	3.8276	2.8773
SP1 SX	51 SLO 0,3+1	Combination	Min	1080.963	-57.782	-154.564	-2.424E-16	-7.6966	-3.9589
SP1 SX	55 SLO Z	Combination	Max	1189.827	16.67	37.118	-1.567E-17	1.8483	-0.2559
SP1 SX	55 SLO Z	Combination	Min	1138.24	5.138	-119.093	-5.083E-17	-5.9303	-0.8301
SP1 SX	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Max	4040.988	145.826	87.239	-1.589E-16	4.3441	-2.4256
SP1 SX	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Min	1225.471	48.71	-172.328	-4.208E-16	-8.5812	-7.2615

Tabella 6.4: Spalla Sp1 Dx - azioni trasmesse a quota piano appoggi

RELAZIONE DI CALCOLO

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Fz	Fy	Fx	Mz	My	Mx
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SP1 DX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Max	5813.504	200.071	119.985	7.759E-15	117.7097	130.0051
SP1 DX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Min	757.667	76.92	-181.149	3.432E-15	-77.9655	49.9822
SP1 DX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Max	4766.089	304.595	106.624	1.197E-14	118.0779	197.9248
SP1 DX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Min	864.9	138.696	-181.715	5.797E-15	-69.2835	90.1241
SP1 DX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Max	4797.129	201.458	-42.722	7.864E-15	213.5021	130.9063
SP1 DX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Min	946.597	81.902	-328.568	3.537E-15	27.7607	53.2198
SP1 DX	09 SLE G1 Max car	Combination	Max	4237.524	139.725	94.853	5.41E-15	97.3378	90.7929
SP1 DX	09 SLE G1 Max car	Combination	Min	484.063	50.019	-149.798	2.265E-15	-61.6353	32.5023
SP1 DX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Max	3463.928	209.313	85.176	8.216E-15	97.337	136.0108
SP1 DX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Min	570.838	91.378	-149.796	3.842E-15	-55.3468	59.3773
SP1 DX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Max	3483.553	140.751	-25.681	5.488E-15	168.2915	91.4595
SP1 DX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Min	624.235	53.713	-258.992	2.343E-15	16.6877	34.9022
SP1 DX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Max	3539.699	32.994	90.367	1.201E-15	91.2639	21.4392
SP1 DX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Min	731.038	-7.701	-140.45	-1.002E-16	-58.7199	-5.0039
SP1 DX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Max	3524.545	68.258	89.329	2.604E-15	92.4785	44.3535
SP1 DX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Min	698.998	12.115	-142.319	6.882E-16	-58.0453	7.8723
SP1 DX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Max	1301.059	28.368	45.063	1.129E-15	77.2816	18.4337
SP1 DX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Min	1195.865	1.125	-118.932	4.475E-17	-29.2819	0.7309
SP1 DX	20 SLC 1+0,3	Combination	Max	1575.365	318.336	1083.024	1.267E-14	751.7438	206.8533
SP1 DX	20 SLC 1+0,3	Combination	Min	921.559	-288.843	-1156.893	-1.149E-14	-703.744	-187.6888
SP1 DX	24 SLC 0,3+1	Combination	Max	1823.102	650.763	452.569	2.589E-14	342.0773	422.8628
SP1 DX	24 SLC 0,3+1	Combination	Min	673.822	-621.27	-526.438	-2.472E-14	-294.0776	-403.6982
SP1 DX	28 SLC Z	Combination	Max	1290.807	30.68	-73.092	1.221E-15	154.058	19.9357
SP1 DX	28 SLC Z	Combination	Min	1185.613	3.436	-237.087	1.367E-16	47.4946	2.2329
SP1 DX	29 SLV 1+0,3	Combination	Max	1480.193	217.964	723.642	8.672E-15	518.2193	141.6321
SP1 DX	29 SLV 1+0,3	Combination	Min	1016.731	-188.471	-797.511	-7.499E-15	-470.2196	-122.4675
SP1 DX	33 SLV 0,3+1	Combination	Max	1642.301	435.295	311.474	1.732E-14	250.3943	282.8527
SP1 DX	33 SLV 0,3+1	Combination	Min	854.623	-405.802	-385.343	-1.615E-14	-202.3946	-263.6881
SP1 DX	37 SLV Z	Combination	Max	1296.099	29.487	-12.094	1.173E-15	114.4219	19.1602
SP1 DX	37 SLV Z	Combination	Min	1190.906	2.243	-176.089	8.925E-17	7.8584	1.4575
SP1 DX	38 SLD 1+0,3	Combination	Max	1343.611	73.774	198.594	2.935E-15	177.0451	47.9381
SP1 DX	38 SLD 1+0,3	Combination	Min	1153.313	-44.281	-272.463	-1.762E-15	-129.0454	-28.7735
SP1 DX	42 SLD 0,3+1	Combination	Max	1381.002	123.952	105.151	4.932E-15	116.3266	80.5435
SP1 DX	42 SLD 0,3+1	Combination	Min	1115.922	-94.459	-179.02	-3.758E-15	-68.3269	-61.379
SP1 DX	46 SLD Z	Combination	Max	1300.682	28.453	40.728	1.132E-15	80.0989	18.4888
SP1 DX	46 SLD Z	Combination	Min	1195.489	1.21	-123.268	4.813E-17	-26.4646	0.786
SP1 DX	47 SLO 1+0,3	Combination	Max	1329.302	58.289	145.535	2.319E-15	142.568	37.8761
SP1 DX	47 SLO 1+0,3	Combination	Min	1167.622	-28.796	-219.404	-1.146E-15	-94.5683	-18.7116
SP1 DX	51 SLO 0,3+1	Combination	Max	1353.753	91.483	84.418	3.64E-15	102.8542	59.4452
SP1 DX	51 SLO 0,3+1	Combination	Min	1143.171	-61.99	-158.287	-2.466E-15	-54.8544	-40.2806
SP1 DX	55 SLO Z	Combination	Max	1300.866	28.412	42.848	1.13E-15	78.721	18.4618
SP1 DX	55 SLO Z	Combination	Min	1195.673	1.168	-121.147	4.648E-17	-27.8425	0.7591
SP1 DX	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Max	4843.211	157.137	100.859	6.101E-15	120.2036	102.107
SP1 DX	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Min	992.679	37.582	-184.987	1.774E-15	-65.5378	24.4205

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 6.5: Spalla Sp2 Sx - azioni trasmesse a quota piano appoggi

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Fz	Fy	Fx	Mz	My	Mx
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SP2 SX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Max	4803.873	161.538	111.118	-1.281E-16	5.5522	-3.6538
SP2 SX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Min	1085.598	73.125	-231.981	-6.338E-16	-11.5913	-8.0715
SP2 SX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Max	4164.733	248.179	65.483	-3.207E-16	3.272	-6.2063
SP2 SX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Min	1280.646	124.208	-292.467	-9.769E-16	-14.6136	-12.4007
SP2 SX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Max	4039.322	111.317	-24.514	-1.841E-16	-1.2249	-1.31
SP2 SX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Min	1207.738	26.218	-350.719	-6.898E-16	-17.5243	-5.5622
SP2 SX	09 SLE G1 Max car	Combination	Max	3483.466	111.487	102.913	-5.504E-17	5.1422	-2.4362
SP2 SX	09 SLE G1 Max car	Combination	Min	726.921	48.756	-168.8	-4.388E-16	-8.4344	-5.5706
SP2 SX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Max	3001.827	169.094	72.099	-1.834E-16	3.6025	-4.1426
SP2 SX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Min	868.062	82.907	-208.245	-6.675E-16	-10.4053	-8.4491
SP2 SX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Max	2916.32	74.285	2.439	-9.653E-17	0.1219	-0.7001
SP2 SX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Min	817.557	14.012	-256.741	-4.803E-16	-12.8285	-3.7118
SP2 SX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Max	2835.559	21.275	139.486	1.375E-16	6.9697	0.0064
SP2 SX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Min	789.299	-0.128	-87.949	-9.573E-17	-4.3945	-1.063
SP2 SX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Max	2868.812	50.838	126.009	7.333E-17	6.2962	-0.8234
SP2 SX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Min	805.052	16.479	-112.008	-2.101E-16	-5.5967	-2.5402
SP2 SX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Max	1187.034	15.899	117.919	1.254E-16	5.892	-0.2103
SP2 SX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Min	1126.274	4.208	-40.279	-6.893E-17	-2.0126	-0.7944
SP2 SX	20 SLC 1+0,3	Combination	Max	1495.239	432.769	1123.302	1.477E-15	56.1277	20.6193
SP2 SX	20 SLC 1+0,3	Combination	Min	818.069	-412.662	-1045.663	-1.42E-15	-52.2483	-21.624
SP2 SX	24 SLC 0,3+1	Combination	Max	1770.435	632.655	829.802	2.388E-15	41.4625	30.607
SP2 SX	24 SLC 0,3+1	Combination	Min	542.873	-612.547	-752.162	-2.332E-15	-37.5831	-31.6117
SP2 SX	28 SLC Z	Combination	Max	1169.219	-19.899	16.334	7.717E-17	0.8161	1.5784
SP2 SX	28 SLC Z	Combination	Min	1108.46	-31.59	-141.864	-1.172E-16	-7.0885	0.9943
SP2 SX	29 SLV 1+0,3	Combination	Max	1388.468	288.455	775.2	1.009E-15	38.7342	13.4084
SP2 SX	29 SLV 1+0,3	Combination	Min	924.841	-268.347	-697.56	-9.524E-16	-34.8548	-14.4131
SP2 SX	33 SLV 0,3+1	Combination	Max	1568.435	419.137	583.327	1.605E-15	29.1469	19.9382
SP2 SX	33 SLV 0,3+1	Combination	Min	744.873	-399.029	-505.687	-1.548E-15	-25.2675	-20.9429
SP2 SX	37 SLV Z	Combination	Max	1178.416	-1.418	68.777	1.021E-16	3.4366	0.655
SP2 SX	37 SLV Z	Combination	Min	1117.656	-13.109	-89.42	-9.228E-17	-4.468	0.0708
SP2 SX	38 SLD 1+0,3	Combination	Max	1235.184	79.947	266.584	3.283E-16	13.3203	2.99
SP2 SX	38 SLD 1+0,3	Combination	Min	1078.125	-59.84	-188.944	-2.718E-16	-9.4409	-3.9947
SP2 SX	42 SLD 0,3+1	Combination	Max	1276.447	110.498	224.15	4.692E-16	11.2	4.5165
SP2 SX	42 SLD 0,3+1	Combination	Min	1036.862	-90.39	-146.51	-4.127E-16	-7.3206	-5.5212
SP2 SX	46 SLD Z	Combination	Max	1186.38	14.586	114.191	1.237E-16	5.7057	-0.1446
SP2 SX	46 SLD Z	Combination	Min	1125.621	2.895	-44.006	-7.07E-17	-2.1989	-0.7288
SP2 SX	47 SLO 1+0,3	Combination	Max	1218.692	57.988	215.198	2.586E-16	10.7527	1.8927
SP2 SX	47 SLO 1+0,3	Combination	Min	1094.616	-37.88	-137.558	-2.021E-16	-6.8733	-2.8974
SP2 SX	51 SLO 0,3+1	Combination	Max	1245.782	78.41	187.404	3.515E-16	9.364	2.9132
SP2 SX	51 SLO 0,3+1	Combination	Min	1067.527	-58.302	-109.764	-2.95E-16	-5.4846	-3.9179
SP2 SX	55 SLO Z	Combination	Max	1186.7	15.228	116.014	1.245E-16	5.7968	-0.1767
SP2 SX	55 SLO Z	Combination	Min	1125.94	3.537	-42.183	-6.983E-17	-2.1078	-0.7609
SP2 SX	06 SLU G2 Fcent+Max car	Combination	Max	4033.179	117.994	112.898	-5.867E-18	5.6411	-1.6436
SP2 SX	06 SLU G2 Fcent+Max car	Combination	Min	1201.595	32.894	-213.307	-5.115E-16	-10.6583	-5.8958

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 6.6: Spalla Sp2 Dx - azioni trasmesse a quota piano appoggi

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	Fz	Fy	Fx	Mz	My	Mx
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SP2 DX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Max	5877.805	172.319	128.588	7.891E-15	152.9431	112.0018
SP2 DX	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Min	812.147	60.223	-235.309	1.969E-15	-83.5782	39.1427
SP2 DX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Max	4838.205	260.342	83.997	1.228E-14	187.9443	169.2139
SP2 DX	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Min	942.772	112.779	-289.16	4.436E-15	-54.5952	73.3027
SP2 DX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Max	4930.512	123.009	-16.231	8.759E-15	233.9409	79.9518
SP2 DX	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Min	1073.916	14.416	-359.928	2.837E-15	10.5493	9.37
SP2 DX	09 SLE G1 Max car	Combination	Max	4281.351	121.108	116.151	5.448E-15	111.9494	78.7163
SP2 DX	09 SLE G1 Max car	Combination	Min	518.144	38.736	-172.239	9.923E-16	-75.4946	25.1773
SP2 DX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Max	3512.773	179.719	85.935	8.372E-15	134.6143	116.8115
SP2 DX	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Min	620.604	73.966	-207.11	2.637E-15	-55.8548	48.0757
SP2 DX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Max	3578.55	84.581	8.871	6.091E-15	171.938	54.9749
SP2 DX	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Min	712.272	4.808	-264.534	1.635E-15	-5.7659	3.1253
SP2 DX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Max	3571.27	31.441	149.414	1.061E-15	61.4416	20.4353
SP2 DX	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Min	743.829	-9.362	-94.53	-1.475E-15	-97.1144	-6.085
SP2 DX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Max	3559.571	61.096	136.718	2.523E-15	76.0762	39.7105
SP2 DX	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Min	719.184	7.304	-117.046	-6.526E-16	-88.8625	4.7472
SP2 DX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Max	1325.795	27.516	124.486	7.686E-16	26.8678	17.8842
SP2 DX	19 SLE Quasi Perm	Combination	Min	1211.917	0.011	-41.337	-1.345E-15	-80.9119	0.0074
SP2 DX	20 SLC 1+0,3	Combination	Max	1755.99	446.029	1174.687	1.915E-14	709.4633	289.9042
SP2 DX	20 SLC 1+0,3	Combination	Min	781.722	-418.502	-1091.538	-1.973E-14	-763.5074	-272.0126
SP2 DX	24 SLC 0,3+1	Combination	Max	1826.542	646.441	815.103	3.004E-14	475.7459	420.1651
SP2 DX	24 SLC 0,3+1	Combination	Min	711.169	-618.914	-731.954	-3.062E-14	-529.79	-402.2735
SP2 DX	28 SLC Z	Combination	Max	1366.591	-8.435	16.822	1.504E-15	96.8457	-5.4826
SP2 DX	28 SLC Z	Combination	Min	1252.713	-35.94	-149.001	-6.095E-16	-10.934	-23.3595
SP2 DX	29 SLV 1+0,3	Combination	Max	1606.961	301.146	811.067	1.279E-14	473.1224	195.7347
SP2 DX	29 SLV 1+0,3	Combination	Min	930.751	-273.619	-727.918	-1.336E-14	-527.1665	-177.8431
SP2 DX	33 SLV 0,3+1	Combination	Max	1653.148	432.172	575.99	1.991E-14	320.3299	280.8973
SP2 DX	33 SLV 0,3+1	Combination	Min	884.564	-404.645	-492.841	-2.048E-14	-374.3741	-263.0056
SP2 DX	37 SLV Z	Combination	Max	1345.53	10.125	72.404	1.124E-15	60.7193	6.5806
SP2 DX	37 SLV Z	Combination	Min	1231.652	-17.38	-93.419	-9.892E-16	-47.0604	-11.2962
SP2 DX	38 SLD 1+0,3	Combination	Max	1391.332	91.815	279.749	3.525E-15	127.7835	59.6765
SP2 DX	38 SLD 1+0,3	Combination	Min	1146.379	-64.288	-196.6	-4.102E-15	-181.8276	-41.7849
SP2 DX	42 SLD 0,3+1	Combination	Max	1402.492	122.447	227.35	5.215E-15	93.726	79.5863
SP2 DX	42 SLD 0,3+1	Combination	Min	1135.219	-94.92	-144.201	-5.791E-15	-147.7701	-61.6946
SP2 DX	46 SLD Z	Combination	Max	1327.292	26.196	120.536	7.956E-16	29.4356	17.0268
SP2 DX	46 SLD Z	Combination	Min	1213.414	-1.308	-45.288	-1.318E-15	-78.3441	-0.8501
SP2 DX	47 SLO 1+0,3	Combination	Max	1368.899	69.769	226.087	2.579E-15	92.9047	45.3474
SP2 DX	47 SLO 1+0,3	Combination	Min	1168.812	-42.242	-142.938	-3.155E-15	-146.9488	-27.4558
SP2 DX	51 SLO 0,3+1	Combination	Max	1376.374	90.246	191.784	3.695E-15	70.6093	58.657
SP2 DX	51 SLO 0,3+1	Combination	Min	1161.338	-62.719	-108.635	-4.272E-15	-124.6534	-40.7654
SP2 DX	55 SLO Z	Combination	Max	1326.56	26.842	122.468	7.824E-16	28.1797	17.4462
SP2 DX	55 SLO Z	Combination	Min	1212.682	-0.663	-43.356	-1.331E-15	-79.6	-0.4307
SP2 DX	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Max	4904.717	129.681	130.702	6.263E-15	138.4394	84.2883
SP2 DX	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Min	1048.12	21.088	-212.995	3.413E-16	-84.9522	13.7064

7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

- combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per i carichi mobili, sezione per sezione, sono stati considerati i massimi ed i minimi del momento flettente e del taglio con i valori delle altre caratteristiche di sollecitazione concomitanti, al fine di determinare la condizione di verifica più gravosa.

I coefficienti di combinazione sono esplicitati nei capitoli di verifica dei singoli elementi strutturali.

7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DELLE OPERE FONDAZIONALI

Per quanto concerne il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali delle opere fondazionali (spalle e fondazioni pile), la normativa prevede l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali (γ) da applicare sia alle azioni che ai materiali, scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 2 di norma: A1+M1 +R3.

Gli scarichi derivanti da ciascuna pila ovvero dall'impalcato (per le spalle) non sono stati amplificati.

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 2.

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono di seguito riportati.

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 7.1: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Ai fini delle verifiche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) riassunte di seguito:

Tabella 7.2: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

		Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1.0	1.0

Nelle opere che presentano fondazioni indirette il valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella tabella successiva:

Tabella 7.3: Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze fondazioni indirette

	Coefficiente Parziale (γ_R)	Pali trivellati		
		R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ.

La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella seguente, in funzione del numero n di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 7.4: Fattori di correlazione ξ

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La campagna di indagini condotta, consente di individuare 4 sondaggi geognostici significativi per l'opera in esame (come specificato al paragrafo 5.2), considerata la variabilità dei litotipi investigati, in sede di calcolo si adotta un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = 1.60$.

Per le opere invece che presentano fondazioni dirette, i coefficienti parziali di sicurezza delle resistenze γ_R per le verifiche agli SLU (R1, R2 ed R3) valgono:

Tabella 7.5: Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze fondazioni dirette

	Coefficienti parziali (γ_R)		
	R1	R2	R3
Capacità portante	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	1.0	1.1	1.1

7.2 VERIFICA CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

Nel presente capitolo si riporta lo studio dei cedimenti delle fondazioni delle pile.

Per una maggiore comprensione, si è preferito riportare soltanto lo studio della fondazione più sollecitata (Pila 4).

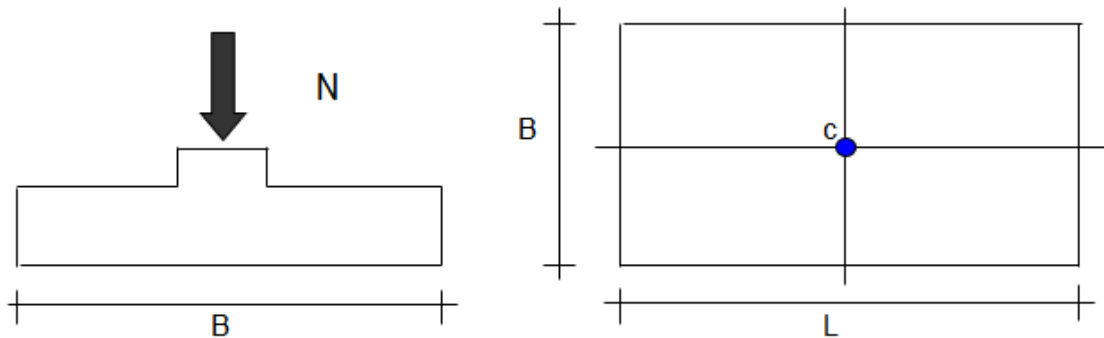
7.2.1 Criteri di verifica

Per procedere al calcolo dei cedimenti è necessario conoscere le tensioni indotte nel sottosuolo per effetto dell'applicazione del carico.

Per tale scopo si fa ricorso alla teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, con la quale è possibile definire, in ogni punto del sottosuolo e per il previsto schema di carico assimilato ed

uniformemente distribuito e con valore costante sull'impronta della fondazione, il valore delle corrispondenti tensioni indotte.

Figura 7-1: Schema di calcolo per fondazione rettangolare
CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE



Per tale scopo, sono disponibili in bibliografia (Poulos e Davis; 1974), numerose espressioni che consentono di determinare tali tensioni indotte in forma analitica chiusa.

Fra i modelli teorici presentati, sono stati utilizzati quelli validi per fondazione nastriforme, rettangolare e circolare definendo tali incrementi in corrispondenza del centro per la rettangolare e la circolare e dell'asse di simmetria per la fondazione nastriforme.

Per tali modelli le espressioni delle tensioni indotte sono:

Corpo di carico rettangolare

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_y = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3 R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

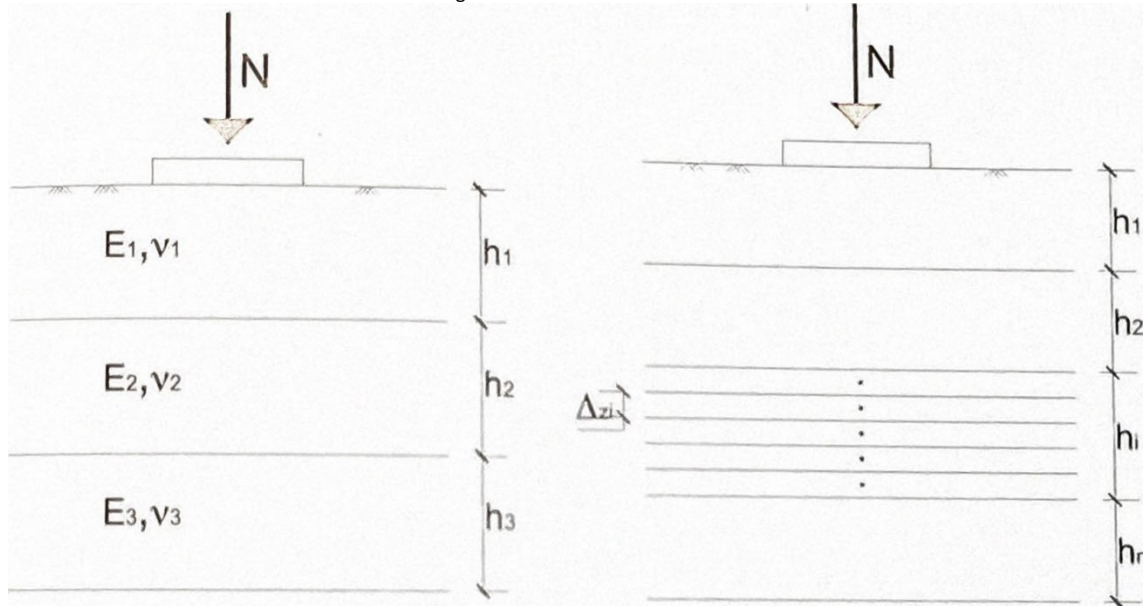
dove, q è il carico agente per unità di superficie.

Ricavati ad ogni profondità z il corrispondente valore di $\Delta\sigma_x$, $\Delta\sigma_y$, $\Delta\sigma_z$, è possibile ricavare il corrispondente valore della ε_z attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x))/E$$

noti i valori del modulo di deformabilità E ed il coefficiente di Poisson v.

Figura 7-2: Schema delle azioni



Suddividendo il terreno al disotto della fondazione, in strati di spessore Δz_i , è possibile valutare il valore del cedimento dello strato i-esimo attraverso l'espressione:

$$\delta_{zi} = \left(\left((\Delta\sigma_{zi} - v(\Delta\sigma_{yi} + \Delta\sigma_{xi})) \Delta z_i \right) / E \right)$$

Il cedimento complessivo sarà pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati e quindi pari a:

$$\delta_{zj} = \sum_i \delta_{zi} = \sum_i \left(\left((\Delta\sigma_{zi} - v(\Delta\sigma_{yi} + \Delta\sigma_{xi})) \Delta z_i \right) / E_i \right)$$

Se il sottosuolo sul quale è collocata la fondazione è costituito da n strati, il cedimento complessivo è pari alla somma dei cedimenti dei singoli strati

$$\delta_{tot} = \sum_i \delta_{zj}$$

Nel caso poi dei terreni a grana fine e finissima, l'applicazione di un carico sul terreno comporta l'insorgere di una deformazione iniziale a volume costante del complesso scheletro solido-acqua, che viene ad essere identificato come cedimento immediato o non-drenato, ed una deformazione graduale nel tempo connessa con la dissipazione delle sovrappressioni indotte dall'applicazione del carico (cedimento di consolidazione).

Per prevedere l'andamento del cedimento nel tempo, viene utilizzata la teoria della consolidazione (Terzaghi, 1923), con la quale noto il cedimento totale δ_{tot} , è possibile risalire al valore cedimento al tempo t $\delta(t)$ attraverso la relazione:

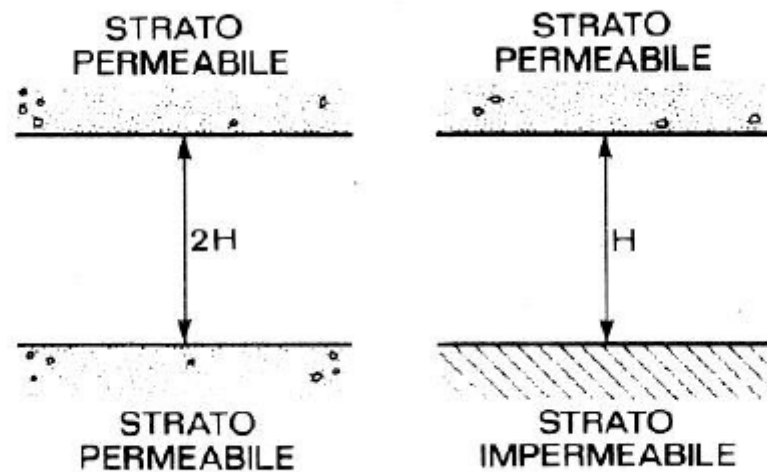
$$\delta_t = U_m \cdot \delta_{tot}$$

Il grado di consolidazione medio U_m , è funzione del fattore tempo T_v , che assume la seguente espressione:

$$T_v = c_v \cdot t / H^2$$

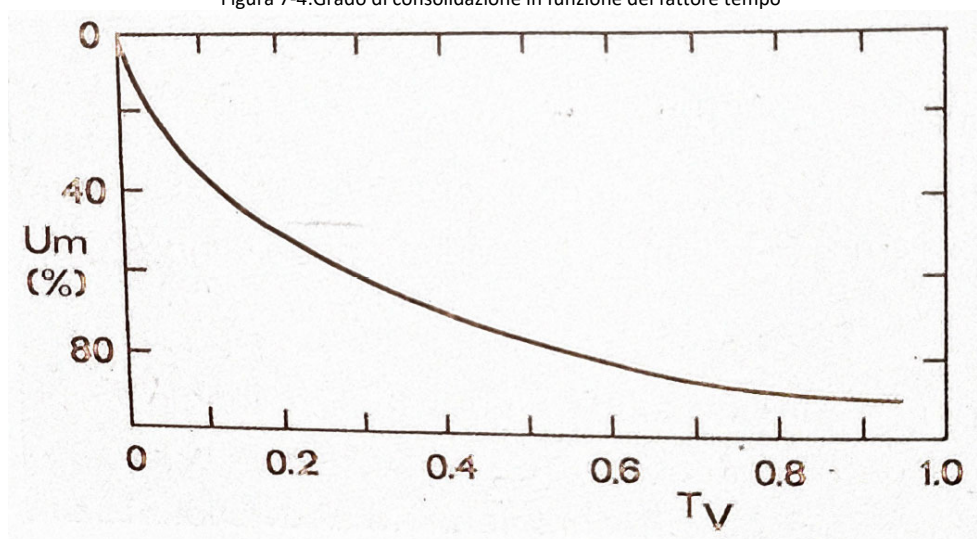
in funzione del tempo t al quale si sta valutando, il coefficiente di consolidazione C_v , ed il massimo percorso di drenaggio H che è funzione delle condizioni al contorno.

Figura 7-3: Condizioni al contorno consolidazione



Infatti, nel caso in cui lo strato oggetto del processo di consolidazione presenti un singolo contorno drenante, il massimo percorso di drenaggio H coincide con l'intero spessore dello strato.

Figura 7-4: Grado di consolidazione in funzione del fattore tempo



Nel caso invece che lo strato drenante presenti due contorni drenanti, sia a tetto che alla base dello strato in consolidazione, allora il massimo percorso di drenaggio H è pari alla metà dello spessore dello strato.

Possono essere di grande utilità delle correlazioni tra le due grandezze U_m e T_V , espresse attraverso le relazioni (Sivaram e Swamee, 1977):

$$T_V = ((\pi/4) \cdot (U_m^2)) / (1 - (U_m)^{5,6})^{0,357}$$

$$U_m = \left(\frac{4T_V}{\pi} \right)^{0,5} / (1 + (4T_V/\pi)^{2,8})^{0,179}$$

7.3 VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI PROVVISORIALI

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite in accordo con quanto indicato nel paragrafo 6.8.2 del DM 14/01/2008.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:
Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Nelle verifiche si è tenuto conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportati nella Tab. 6.8.I del DM 14/01/2008.

Tabella 7.6 Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (tab. 6.8.I del DM 14/01/2008).

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Le analisi numeriche, quindi, saranno condotte applicando i coefficienti A2 + M2 per la valutazione rispettivamente delle azioni di progetto e delle resistenze di progetto e il valore di γ_r (pari a 1,1) sarà inteso come il valore del coefficiente di sicurezza di riferimento.

7.4 VERIFICA DELLE PARATIE PROVVISORIALI

Il progetto e la verifica della paratia richiede la verifica dei seguenti stati limite:

1. SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):
 - a. collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (moto rigido);
 - b. sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - c. instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - d. instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno;
2. SLU di tipo strutturale (STR):
 - e. raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
 - f. raggiungimento della resistenza di uno o più puntoni o del sistema di contrasto;
 - g. raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Per ognuno degli stati limite sopra definiti si adotteranno le combinazioni di carico definite nei paragrafi seguenti.

7.4.1 Combinazioni di carico

7.4.1.1 Combinazioni di carico allo Stato limite ultimo – SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e della resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto $E_d = F_k \cdot \gamma_E$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza appare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

Nella seguente tabella si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Tabella 7.7: Coefficienti parziali delle azioni e dei terreni

Combinazioni per analisi statiche SLU							
	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	c _u
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli			
STR (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

I coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche relativamente ad ogni singolo SLU precedentemente analizzato sono di seguito indicati:

Tabella 7.8: Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU

Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU STR e GEO di paratie			
Verifica		Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)
Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi		$\gamma_R=1.0$	-
Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia		$\gamma_R=1.0$	-
Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera		$\gamma_R=1.0$	-
Instabilità del fondo scavo per sollevamento		$\gamma_R=1.0$	-
Instabilità globale dell'insieme terreno-opera		-	$\gamma_R=1.1$
Sfilamento di uno o più ancoraggi		Temporanei	$\gamma_R=1.1$
		Permanenti	$\gamma_R=1.2$

7.4.1.2 Combinazioni di carico agli Stati limite di esercizio - SLE

Le opere ed i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. Per ciascuno stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nello specifico le analisi S.L.E. consentono di valutare gli spostamenti dell'opera per verificarne la compatibilità con la funzionalità attesa per l'opera stessa.

8 MODELLAZIONE E CALCOLO PARATIE

Nel presente capitolo sono descritte l'analisi dei carichi, la metodologia di calcolo e i criteri di verifica delle opere.

8.1 ANALISI DEI CARICHI

8.1.1 Spinte delle Terre

La spinta sulla parete si determina come risultante delle pressioni orizzontali calcolate come:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K \cdot \cos \delta$$

dove:

- σ_h = pressione orizzontale;
- σ_v = pressione verticale;
- K = coefficiente di spinta dello strato di calcolo;
- δ = coeff. di attrito terreno-parete;

La pressione verticale è data dal peso del terreno sovrastante:

in termini di tensioni totali:

- $\sigma_v = \gamma z$
- γ = peso dell'unità di volume del terreno
- z = generica quota di calcolo della pressione a partire dal piano campagna

in termini di tensioni efficaci in assenza di filtrazione:

- $\sigma_v = \gamma' z$
- γ' = peso dell'unità di volume efficace del terreno

in termini di tensioni efficaci in presenza di filtrazione:

- $\sigma_v = [\gamma - \gamma_w \cdot (1 + lw)] z$
- lw = gradiente idraulico.

Coefficiente di spinta a riposo

Il coefficiente di spinta a riposo normal – consolidato può essere valutato come:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\phi'_{peak}) \quad \text{nelle sabbie}$$

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}(\phi'_{CV}) \quad \text{nelle argille}$$

Il coefficiente di spinta a riposo, nel caso di deposito sovraconsolidato, viene stimato dalla relazione seguente:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot OCR$$

con $n = 0.5$ come valore tipico valido sia per argille che per sabbie.

Coefficiente di spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva K_a dipende da φ' , dall'angolo di attrito δ fra terreno e muro, nonché dall'inclinazione del terreno a monte.

Il calcolo viene condotto secondo le formule di Coulomb – Rankine che ipotizzano una superficie di scorrimento piana:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

avendo indicato con:

- $\beta = 90^\circ$ inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale;
- $\varphi =$ angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\delta =$ angolo di attrito muro – terreno;
- $\varepsilon =$ angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.
-

Coefficiente di spinta passiva

Il coefficiente di spinta passiva K_p è uno dei parametri che più influenzano i risultati, soprattutto nel caso di paratie a mensola o monotirantate; come K_a , anch'esso è legato a δ , φ' e all'inclinazione del terreno.

Il calcolo di tale coefficiente viene effettuato mediante le formule di Caquot e Kerisel basate sull'ipotesi di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica, poiché questa risulta essere quella che più si avvicina alle evidenze sperimentali.

8.1.2 Spinta del carico distribuito a monte dell'opera

Intendendo per q il carico distribuito a monte della paratia per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = q \cdot K$$

8.1.3 Spinta attiva in presenza di coesione

Nel caso di regime di spinta attivo, la presenza della coesione comporta una contropinta sulla parete, che vale:

$$\sigma_h = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

essendo c la coesione dello strato.

8.1.4 Spinta sismica

La spinta sismica nell'analisi delle opere di sostegno è considerata per le sole paratie permanenti (OP3 ed OP4).

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla parete dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione, dalla deformabilità dell'opera.

Il D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", consente l'utilizzo di metodi pseudostatici in cui l'azione sismica è definita mediante una accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo. In sede di progettazione viene utilizzato il metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe, che consente la determinazione di un incremento di spinta sismica da applicare all'opera.

Tale metodo è basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido, per cui le componenti verticali e orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

In particolare la spinta sismica SE (statica + dinamica) vale:

$$S_E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove se $\eta \leq \phi - \theta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\eta + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \eta \cdot \sin(\eta - \delta - \theta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \theta)}{\sin(\phi - \delta - \theta) \cdot \sin(\eta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti se $\eta > \phi - \theta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\eta + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \eta \cdot \sin(\eta - \theta - \delta)}$$

essendo:

η = angolo tra intradosso parete e la verticale;

θ = angolo definito come $\tan(\theta) = \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$;

$K_h = \alpha \cdot \beta \cdot \frac{a_{\max}}{g}$ = coefficiente di intensità sismica orizzontale;

$K_V = 0.5 \cdot K_h$ coefficiente di intensità sismica verticale (per le paratie si può porre =0);

g = accelerazione di gravità;

$a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$ = accelerazione di picco massima;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

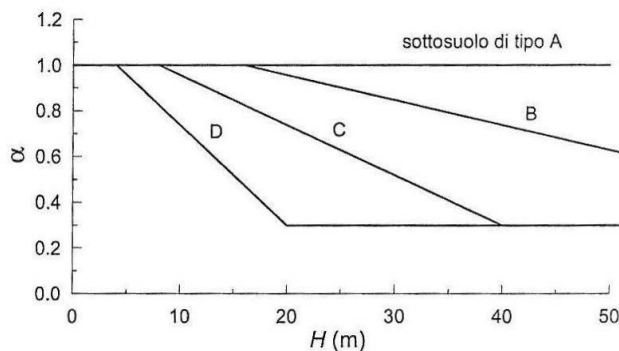
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

α = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera;

β = coefficiente che tiene conto della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative cadute di resistenza.

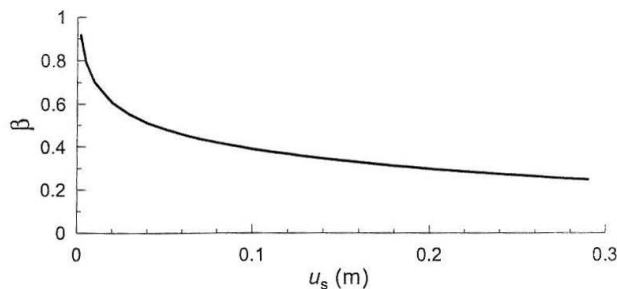
Il coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma seguente:

Figura 8-1: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α



Il coefficiente β può essere ricavato attraverso il diagramma seguente, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza:

Figura 8-2: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β



Deve risultare comunque che:

$$u_s \leq 0.005H$$

$$\alpha \cdot \beta \geq 0.2$$

Il coefficiente di deformabilità α , il coefficiente di spostamento β e il relativo coefficiente di intensità sismica orizzontale k_h , risultano funzione dell'altezza della paratia, del suolo sismico e dello spostamento imposto u_s , che nella progettazione in oggetto risulta imposto pari a 2.5 cm; tali valori sono determinati in automatico dal software di calcolo al variare della geometria della paratia.

8.2 METODOLOGIA DI CALCOLO

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti, sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE PLUS.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidezza flessionale EJ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Questo modello numerico consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle configurazioni di carico, delle fasi esecutive e di esercizio.

Nel caso in esame, in una generica fase di calcolo dell'analisi di interazione tra paratia e terreno, la soluzione dipende dal percorso tenso-deformativo seguito dagli elementi schematizzanti il terreno nelle fasi precedenti; dalle variazioni di spinta o reazione del terreno indotte dalla progressione degli scavi, dall'inserimento di tiranti, dalle variazioni delle condizioni idrostatiche e di sovraccarico, etc.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una paratia, nel caso in esame tirantata, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta del terreno sono:

- il coefficiente di spinta a riposo K_0 , corrispondente alla condizione iniziale indeformata, calcolato mediante l'espressione $K_0 = 1 - \tan^2 \phi'$;
- i coefficienti di spinta attiva K_a e passiva K_p , corrispondenti alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo, calcolati rispettivamente mediante le espressioni di Coulomb, Caquot e Kerisel, tenendo conto di un angolo di attrito tra terreno e paratia pari a $1/3 \div 2/3$ dell'angolo di attrito del terreno stesso.

- i parametri di deformabilità del terreno, che compaiono nella definizione della rigidità delle molle, sono assegnati sulla base dei valori di modulo di Young (E) dei vari strati, tenendo conto della diversa rigidità in fase di carico vergine oppure di scarico e ricarico. In particolare, il modulo di ricarico è assunto pari al doppio del modulo vergine.

Le componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene introdotta una funzione di plasticità dipendente da esse, che definisce i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, questo reagisce con differenti caratteristiche di rigidità. Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati e viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai prima sperimentati; la fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression).
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale; questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva; il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

Nel caso di applicazione di un tirante, lo step di installazione dello stesso viene preceduto da una fase nella quale lo scavo è approfondito appena al di sotto della quota di inserimento dell'ancoraggio. In questo modo il vero processo realizzativo è simulato in modo abbastanza fedele.

9 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Il presente paragrafo 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.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione ed a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio per la fessurazione.

9.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER PRESSOFLESSIONE E TAGLIO

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 σ - ϵ del calcestruzzo si è utilizzata una curva parabola-rettangolo, considerando solo la porzione compressa e con $\epsilon_{c2}=0,2\%$ ed $\epsilon_{cu}=0,35\%$.

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

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

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

- $V_{Rd\zeta} = \max\left\{C_{Rd\zeta} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right\} \cdot b_w \cdot d \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$, resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rdmax} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo
- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$
- $k_1 = 0,15$
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $v = 0,5$ per calcestruzzi fino a C70/85
- $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
- s è il passo delle staffe
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $V_1 = v$ è il coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
- α_{cv} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

9.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per lo stato limite di fessurazione occorre verificare che l'ampiezza delle fessure w_k , per gli elementi con armature lente, sia al di sotto del valore limite fissato per le classi di esposizione in oggetto, in particolare devono essere rispettati i seguenti limiti:

- Combinazione di carico quasi permanente: $w_{k,lim} = 0.2 \text{ mm}$,
- Combinazione di carico frequente: $w_{k,lim} = 0.3 \text{ mm}$.

10 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di calcolo adottati per le verifiche geotecniche condotte sulle opere fondazionali del viadotto.

10.1 CRITERI DI VERIFICA DELLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

In particolare, si esegue la seguente procedura di calcolo:

- calcolo della quintupla di azioni (F_x , F_y , F_z , M_x ed M_y) ad intradosso zattera di fondazione, risultanti dalle combinazioni di carico su descritte;
- calcolo dei carichi assiali su ciascun palo;
- dimensionamento dei pali di fondazione ai fini del soddisfacimento delle verifiche di capacità portante degli stessi.

10.1.1 Valutazione delle sollecitazioni testa pali

Le azioni su ciascun palo di fondazione vengono valutate sotto le ipotesi di:

- platea rigida;
- vincolo di incastro tra pali e platea;
- palificata costituita da pali verticali;
- interazione fra i pali trascurabile;
- rotazione della platea e della testa dei pali impedita.

La ripartizione delle azioni sul singolo palo è definita sulla base dei fogli di calcolo excel forniti dal Dei.

Il comportamento in gruppo si manifesta sia nella capacità portante limite sia nella risposta deformativa. Gli effetti dell'interazione si esprimono come una riduzione della rigidità del gruppo di pali e con la redistribuzione delle azioni agenti in base alla distanza dagli altri pali ed alla posizione all'interno della palificata.

Si trascuri l'effetto di interazione tra pali, si indichi con K la matrice 6x6 di rigidità del palo singolo:

$$K = \begin{bmatrix} F_{x,u} & 0 & 0 & 0 & F_{x,\theta y} & 0 \\ 0 & F_{y,v} & 0 & F_{y,\theta x} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & F_{z,w} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_{x,v} & 0 & M_{x,\theta x} & 0 & 0 \\ M_{y,u} & 0 & 0 & 0 & M_{y,\theta y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

con f_i il vettore delle forze in testa al palo $f_i^T = (f_x, f_y, f_z, m_x, m_y, m_z)$ e con il vettore spostamenti u_i il vettore spostamento $u_i^T = (u_i, v_i, w_i, \theta_x, \theta_y, \theta_z)$

RELAZIONE DI CALCOLO

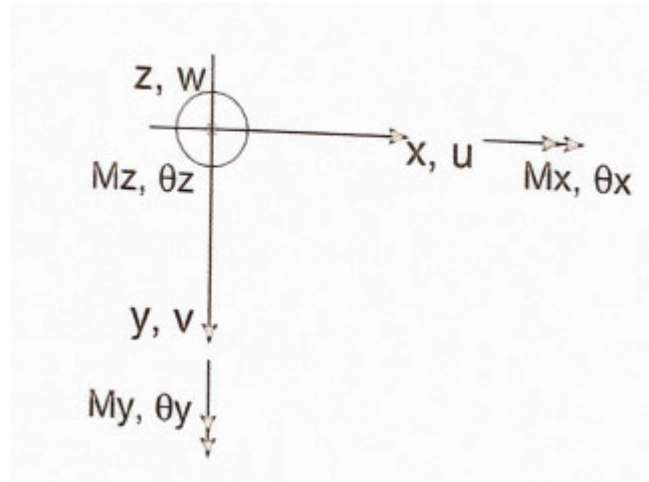


Figura 10-1 – Sistema di riferimento

Le forze f_i che nascono per un campo di spostamenti della testa del palo i -esimo sono:

$$f_i = K \cdot u_i$$

Dette x e y le coordinate del palo rispetto al sistema di riferimento globale, indichiamo con A la matrice di trasferimento

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & y & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -x & 0 & 1 & 0 \\ -y & x & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

e con u_0 il vettore degli spostamenti dell'origine del sistema di riferimento. Per l'ipotesi di plinto infinitamente rigido lo spostamento del palo i -esimo è:

Inoltre il vettore delle forze nel palo riferite all'origine O è:

$$f_{0,i} = A f_i = A K u_i = A K A^T u_0$$

In questo caso, quindi, per determinare le sollecitazioni nei pali è sufficiente ricercare il vettore degli spostamenti dell'origine u_0 .

Imponendo la condizione di equilibrio della palificata:

$$\sum f_{0,i} = F$$

in cui con F si è indicato il vettore delle azioni esterne applicate, il vettore di spostamenti cercato può semplicemente trovarsi risolvendo il sistema di sei equazioni in sei incognite:

$$\sum A K A^T u_0 = F$$

La valutazione della rigidità di un palo singolo di una palificata dipende dalla corretta definizione delle proprietà del terreno.

RELAZIONE DI CALCOLO

Per cui, dato un gruppo di n pali soggetto ad una quintupla di sollecitazioni relativi ad una determinata combinazione, i carichi agenti alla testa di ciascun palo sono calcolati in funzione della matrice di rigidezza del singolo palo definita in funzione di:

- spessore degli strati;
- modulo di deformazione trasversale alla sommità dello strato G_{sup} ;
- modulo di deformazione trasversale alla quota inferiore dello strato G_{inf} ;
- modulo di deformazione trasversale alla base G_{base} (per pali di punta);
- coefficiente di Poisson ν ;
- diametro del palo;
- modulo elastico del calcestruzzo;
- rigidità del palo sotto le azioni orizzontali e flessionali trattando (kh) .

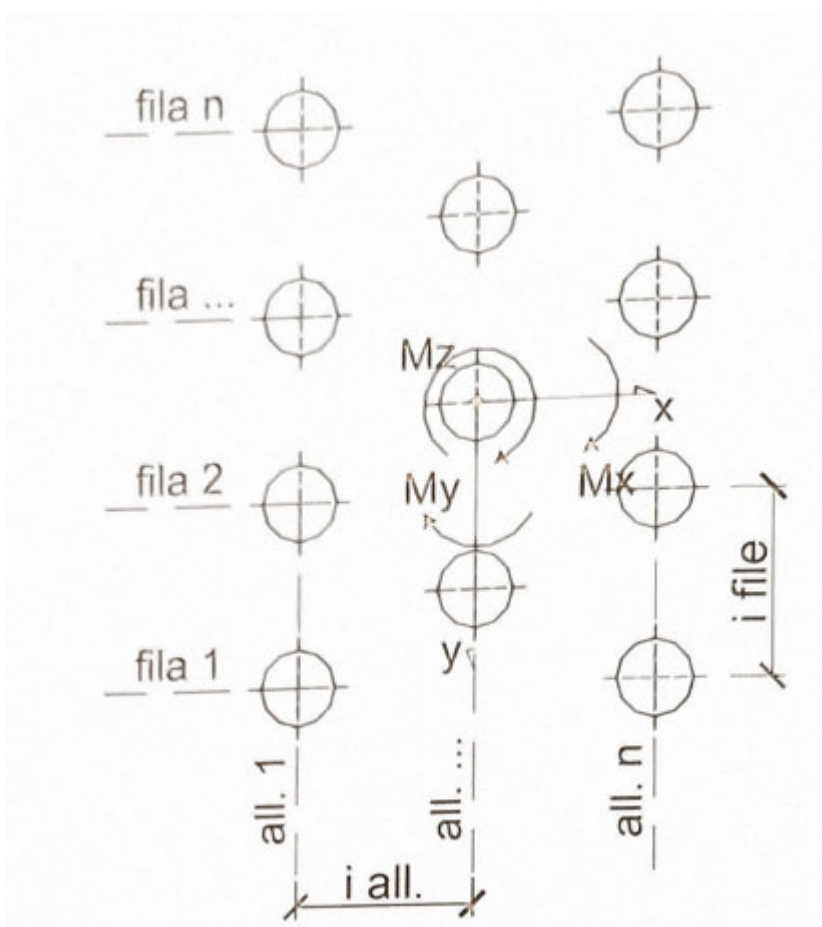


Figura 10-2: Sistema di riferimento per la distribuzione delle azioni sulla palificata.

Calcolate le quintuple di azioni testa pali, vengono individuati gli sforzi assiali estremi della palificata (N_{max} ed N_{min}) e calcolate le sollecitazioni taglianti e flettenti polari per combinazione di carico, secondo le seguenti relazioni:

$$V_p = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$M_p = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

Note le sollecitazioni suddette si procede alla verifica della capacità portante del palo.

I parametri necessari per la definizione della matrice di rigidità del singolo palo sono di seguito definiti.

Deformabilità verticale

Detto E il modulo elastico del palo e P lo sforzo agente ad una generica profondità, la deformazione del palo è:

$$\varepsilon_z = -\frac{dw}{dz} = \frac{P}{\pi r_0^2 E_p}$$

La variazione di azione nel palo è legata all'azione tangenziale all'interfaccia:

$$\frac{dP}{dz} = -2\pi r_0 \tau_0$$

Dalle precedenti relazioni si deriva l'equazione differenziale:

$$\frac{d^2 w}{dz^2} = \frac{2G}{\zeta E_p r_0^2} w$$

la cui soluzione, con le appropriate condizioni al contorno, permette di ottenere il cedimento in testa al palo:

$$\frac{P_t}{G_L r_0 w_t} = \frac{\frac{4\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{2\pi\rho \tanh(\mu L)}{\zeta \mu L} \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{4\eta \tanh(\mu L)}{\pi\lambda(1-\nu)\xi} \frac{L}{\mu L} \frac{L}{r_0}}$$

In cui:

$\eta = r_b / r_0$	per pali con la base allargata;
$\xi = G_L / G_b$	per pali con la punta su strati di maggiore rigidità;
$\rho = \bar{G} / G_L$	variazione del modulo trasversale con la profondità;
$\lambda = E_p / G_L$	rigidità relativa palo-terreno;
$\zeta = \ln(r_m / r_0)$	misura del raggio di influenza del palo;
$\mu L = \sqrt{2 / \zeta \lambda} (L / r_0)$	misura della compressibilità del palo.

La frazione di carico che è portata dalla base è data da:

RELAZIONE DI CALCOLO

$$\frac{P_b}{P_t} = \frac{4\eta \cdot 1}{(1-\nu)\xi \cosh(\mu L)}$$

$$\frac{P_b}{P_t} = \frac{4\eta}{(1-\nu)\xi} + \frac{2\pi\rho \tanh(\mu L) L}{\zeta \mu L r_0}$$

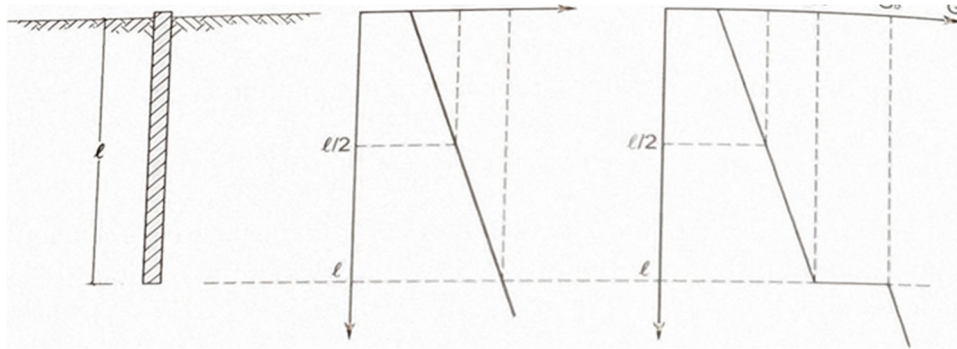


Figura 10-3: Variazione de/ modulo G con la profondità

Deformabilità laterale

Nel caso si assuma un modulo di reazione k_h costante con la profondità, esistono soluzioni analitiche dell'equazione della linea elastica con le quali è possibile ricavare spostamenti e rotazioni in testa al palo.

Detta la grandezza (lunghezza caratteristica del palo):

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ_p}{k_h D}}$$

per un palo di lunghezza infinita ($L/\lambda > \pi$) gli spostamenti in testa al palo sono:

$$u = \frac{2H}{Dk_h \lambda} - \frac{2M}{2Dk_h \lambda^2}$$

$$\theta = -\frac{2H}{Dk_h \lambda^2} + \frac{4M}{Dk_h \lambda^3}$$

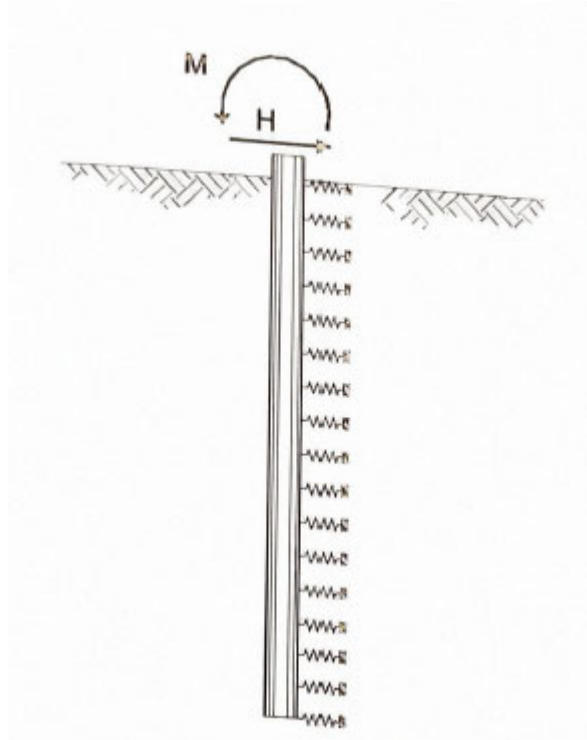


Figura 10-4 – Modello di reazione del terreno

Nel caso di modulo variabile con la profondità si assume l'espressione (Matlock e Reese, 1956):

$$k_h(z) = n_h \frac{z}{D}$$

In questo caso la lunghezza caratteristica è definita come:

$$k_h(z) = n_h \frac{z}{D}$$

Per pali infinitamente lunghi ($(L/\lambda > 4)$) gli spostamenti in testa al palo sono:

$$u = \frac{2.43H}{n_h^{3/5} (E_p I)^{2/5}} - \frac{1.62M}{n_h^{2/5} (E_p I)^{3/5}}$$

$$\theta = -\frac{1.62H}{n_h^{2/5} (E_p I)^{3/5}} + \frac{1.73M}{n_h^{1/5} (E_p I)^{4/5}}$$

10.1.2 Capacità portante dei pali di fondazione

10.1.2.1 Carico limite verticale

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con l'approccio progettuale 2 della Norme Tecniche con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ , in funzione delle combinazioni GEO e STRU di calcolo.

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

in cui

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R_i^s} + \frac{Q_b}{R_i^b} \right) - W_k + \frac{S_w}{R_w}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot p$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s$$

D = diametro del palo

L = lunghezza del palo

p = pressione limite alla base del palo:

τ_s = pressione laterale lungo il palo.

R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze

W_k = peso caratteristico del palo

S_w = spinta idraulica sulla porzione di palo immerso

R_w = coefficiente di abbattimento del contributo della spinta idraulica.

La resistenza laterale lungo il fusto del palo e la resistenza alla punta vengono calcolate con le espressioni di terreni incoerenti di seguito descritte:

$$\tau_s = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

$$q_b = N_q \cdot \sigma'_{v0}$$

dove:

σ'_{v0} = tensione litostatica efficace;

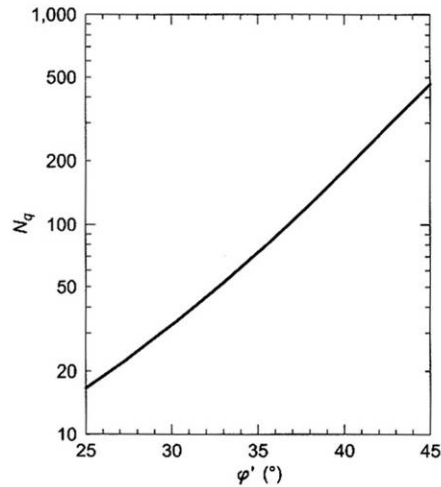
β = coefficiente empirico, calcolato secondo la seguente espressione di Reese&O'Neill, valida per depositi ghiaiosi/sabbiosi con medio/alto grado di addensamento:

$$1.8 \geq \beta = 20 - 0.15 z^{0.75} \geq 0.25$$

N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 10-5: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev



10.1.2.2 Carico limite orizzontale

I pali sottoposti a carichi orizzontali devono essere verificati sia per le sollecitazioni che nascono nel palo sia per rottura a carico limite del complesso palo-terreno.

Tradizionalmente ai pali non sono attribuite capacità portanti per carichi orizzontali e per sostenere le azioni nel piano sono realizzati inclinati in modo da assorbire le azioni orizzontali con le componenti assiali di resistenza. In genere, comunque, le capacità portanti laterali, anche se molto inferiori a quelle per carichi normali, sono sufficienti a sostenere le azioni provenienti dalle opere in elevazione, senza la necessità di pali inclinati più difficili ed onerosi da realizzare.

Sotto i carichi orizzontali, nel terreno circostante un palo, si ha un aumento della tensione nella parte anteriore del palo e una riduzione in quella posteriore (Figura), con spostamenti che si sviluppano prevalentemente in maniera radiale, verso il palo nella parte posteriore e allontanandosi da questo in quella anteriore.

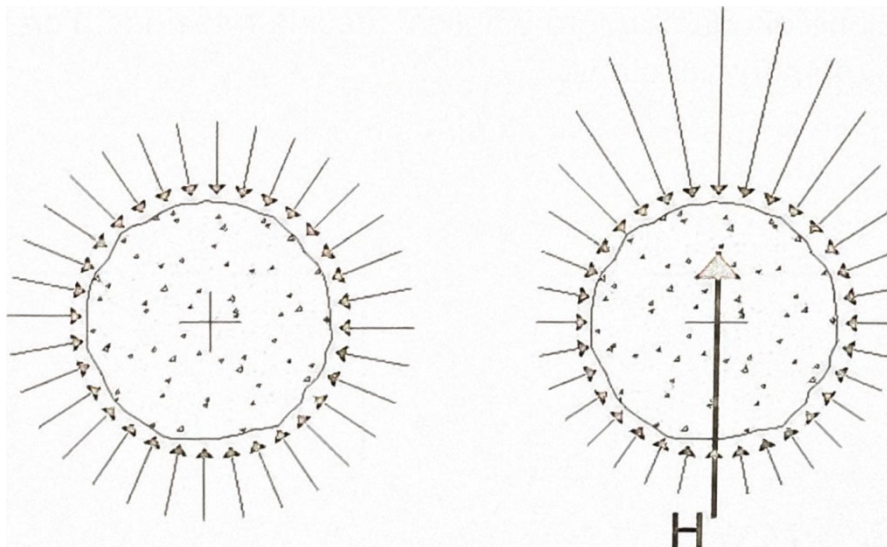


Figura 10-6 -Distribuzione tensioni intorno al palo

In qualche fase i meccanismi di rottura possono portare anche alla formazione, in prossimità della superficie, di un gap tra terreno e palo sul lato posteriore con la formazione di una superficie di rottura sul lato anteriore. Altri meccanismi di rottura prevedono in condizioni di plasticizzazione un flusso di terreno intorno al palo cilindrico (Rundolph e Houlsby, 1984).

Uno dei metodi più utilizzati proposti per definire il carico limite per azioni orizzontali è quello di Broms (1964). Nel seguito se ne richiamano le ipotesi e si presenta la soluzione nel caso Figura dei pali liberi.

Le assunzioni di base sono le seguenti:

- il terreno è omogeneo;
- il comportamento dell'interfaccia palo-terreno è di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica d della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate ecc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Quest'ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione θ cresce indefinitamente con momento costante.

Per ciò che concerne la resistenza del terreno è necessario distinguere i due casi di rottura in condizioni drenate (terreno incoerente: $c' = 0$ e $q' = 0$) e in condizioni non drenate ($c = c_u$ e $e = 0$).

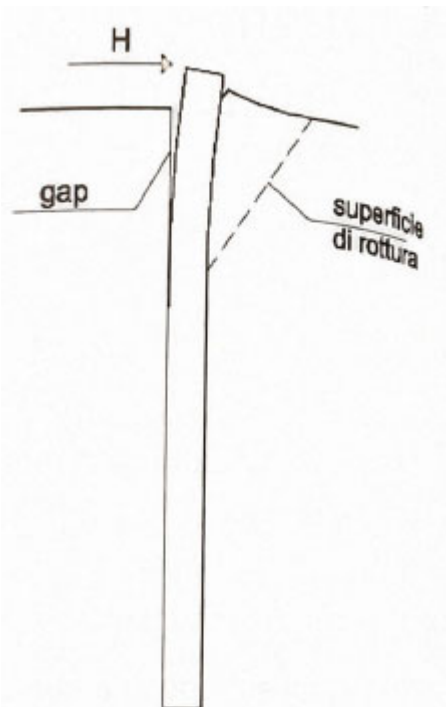


Figura 10-7- Meccanismo di rottura sotto carico orizzontale

Condizioni non drenate

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo, ottenuto su basi teoriche e sperimentali). Broms adotta ai fini delle analisi un diagramma semplificato con reazione nulla fino a $1.5 d$ e quindi costante con valore $9 \cdot c_u \cdot d$.

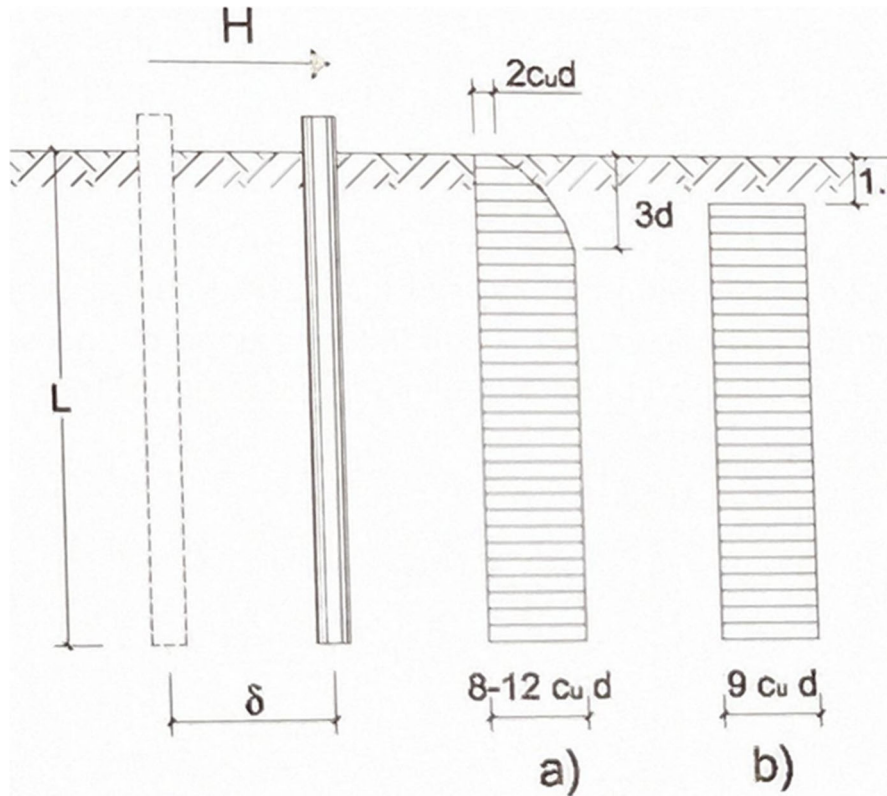


Figura 10-8 – Resistenza limite terreni coesivi

I meccanismi di collasso sono determinati dalla resistenza esercitata dal terreno e dalla lunghezza e dal momento di plasticizzazione del palo.

Per pali di ridotta lunghezza o con alti valori del momento ultimo della sezione, lo spostamento del palo è sostanzialmente una rotazione rigida ed il comportamento è definito di palo "corto".

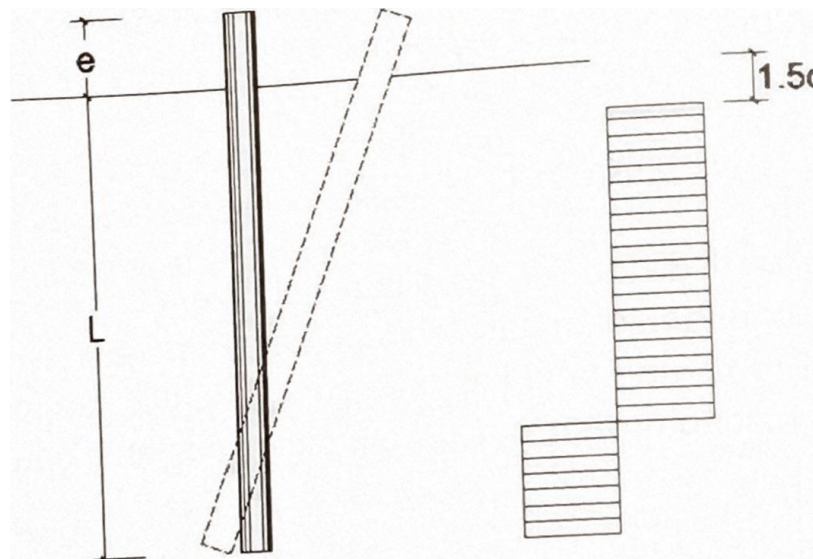


Figura 10-9 -Cinematismo palo corto terreni coesivi

Per pali di maggiore lunghezza, si possono raggiungere nel palo momenti pari a quello di plasticizzazione con la formazione di una cerniera plastica lungo il fusto, il comportamento è quello di palo "lungo".

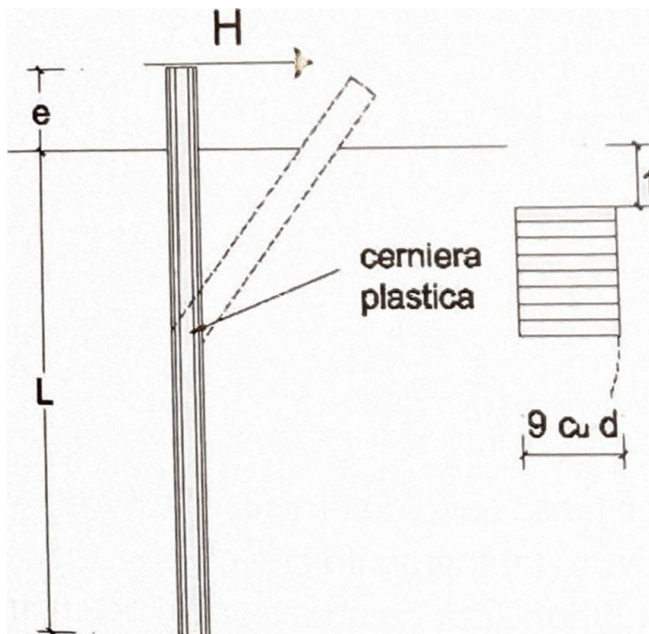


Figura 10-10: Cinematismo palo lungo terreni coesivi

Da considerazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione del palo sotto l'azione della forza esterna e della reazione del terreno ed imponendo che il momento non superi quello di plasticizzazione M_y , si ottengono i valori del carico limite orizzontale riportati nel seguito:

In particolare facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nella sezione in cui si raggiunge un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai due meccanismi di rottura:

$$\bullet \text{ palo corto } H = 9c_u d^2 \left(-\left(1.5 + \frac{L}{d} + 2\frac{e}{d}\right) + \sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 4\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 4\frac{L}{d}\frac{e}{d} + 6\frac{e}{d} + 4.5} \right)$$

$$\bullet \text{ palo lungo } H = -9\left(\frac{e}{d} + 1.5\right)c_u d^2 + 9c_u d^2 \sqrt{\left(\frac{e}{d}\right)^2 + 3\left(\frac{e}{d}\right) + \frac{2}{9}\frac{M_y}{c_u d^3} + 2.25}$$

Condizioni drenate

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z d$$

in cui:

RELAZIONE DI CALCOLO

k_p è il coefficiente di spinta passiva calcolato con l'espressione di Rankine.

z è la profondità dal piano campagna;

γ è il peso d'unità di volume del terreno, in caso di terreno in falda si assume

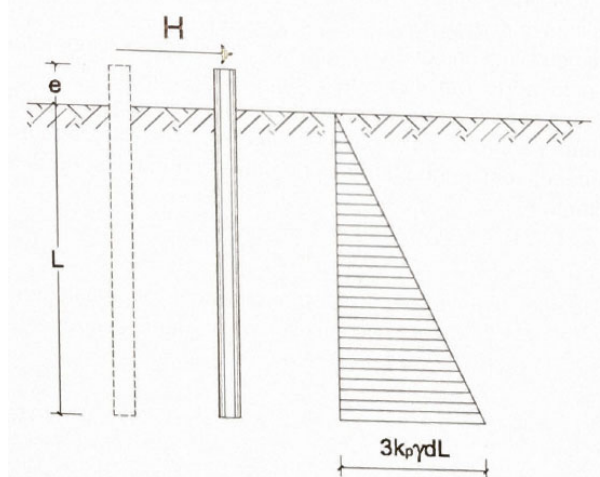


Figura 10-11; Resistenza limite terreni incoerenti.

Con riferimento alla teoria di Broms anche in questo caso si individuano i meccanismi di palo "corto" e palo "lungo".

Nel caso di palo "corto" il centro di rotazione è prossimo alla base, per cui si ammette l'approssimazione di assumere che la rotazione avvenga rispetto alla base, sostituendo la reazione del terreno al di sotto di tale punto con risultante F .

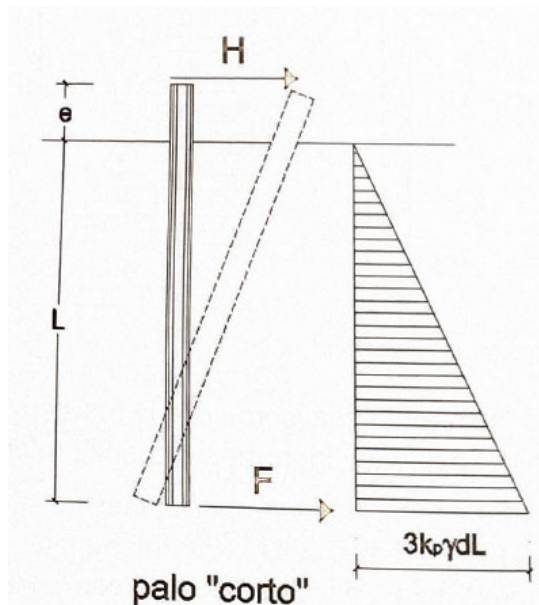


Figura 10-12: Cinematismo palo corto terreni incoerenti

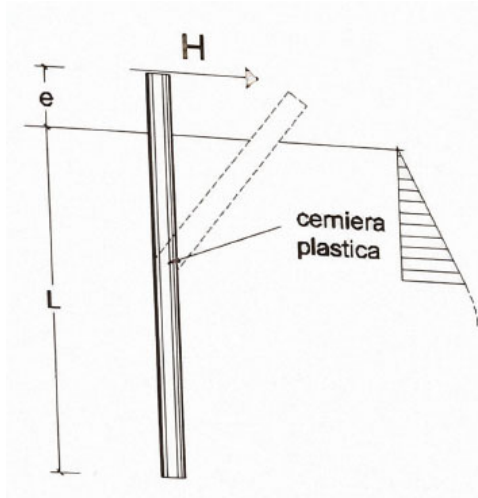


Figura 10-13: Cinematismo palo lungo terreni incoerenti

Da considerazioni di equilibrio ed imponendo che non sia superato il momento di plasticizzazione del palo, si ottengono le equazioni che esprimono il carico limite per i due meccanismi di rottura:

- palo corto
$$H = \frac{d}{2(e+L)} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^3$$
- palo lungo
$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}}\right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

Per i pali lunghi l'espressione dà origine a un'equazione di terzo grado che può essere risolta per tentativi.

10.1.3 Calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto del palo

Per le verifiche strutturali dei pali di fondazione, si procede con la determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento, degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni del palo, per assegnati carichi trasversali (V_p , M_p) applicati in testa risolvendo la seguente equazione differenziale:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} - E_s \cdot y = 0$$

Nell'espressione precedente, i simboli hanno i seguenti significati:

E_p = modulo di Young del palo

I_p = momento di inerzia del palo

E_s = modulo di reazione orizzontale secante medio del terreno

y = spostamento orizzontale.

L'equazione viene risolta in campo lineare mediante la teoria di Matlock & Reese (1960), che ha alla base le seguenti ipotesi:

- pali interamente immorsati in un terreno omogeneo
- pali caricati in testa da una forza orizzontale (V_p) ed un momento flettente (M_p).

Sotto tali ipotesi sono ricavate le espressioni generali di seguito riportate:

- $\delta_h = \left(\frac{V_p \cdot T^3}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot A_y + \left(\frac{M_p \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot B_y$ spostamento orizzontale
- $\vartheta = \left(\frac{V_p \cdot T^2}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot A_s + \left(\frac{M_p \cdot T}{E_p \cdot I_p} \right) \cdot B_s$ rotazione
- $M = (V_p \cdot T) \cdot A_m + M_p \cdot B_m$ momento flettente
- $V = V_p \cdot A_v + \frac{M_p}{T} \cdot B_v$ taglio

con il seguente significato dei simboli:

- $T = \left(\frac{E_p \cdot I_p}{E_s} \right)^{0,25}$
- A e B = coefficienti adimensionali funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti $\frac{L_p}{T}$ e $\frac{z}{T}$, essendo L_p la lunghezza del palo e z la profondità generica riferita alla testa palo.

Per quanto concerne lo sforzo normale, è valutato l'andamento lungo il fusto del palo mediante la risoluzione dell'equilibrio in direzione assiale per ciascun concio in cui questo è stato suddiviso, secondo la seguente espressione:

$$N(z) = Q_{Sd} - Q_{Sd}(z) + W_p$$

Mediante le espressioni di Matlock & Reese appena descritte, sono valutate le sollecitazioni di taglio e di momento lungo i fusti dei pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita: per le combinazioni più gravose sono condotte le relative verifiche strutturali.

10.2 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA DELLE FONDAZIONI DIRETTE

La verifica geotecnica della platea di fondazione consta della verifica a capacità portante del terreno di fondazione e della verifica a scorrimento della platea soggetta a carichi orizzontali.

Di seguito si riporta una descrizione dettagliata dei criteri di verifica suddetti.

10.2.1 Verifica di capacità portante del terreno di fondazione

La verifica geotecnica della capacità portante della platea di fondazione è condotta mediante la formulazione di Brinch-Hansen. Tale formulazione fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, parzializzata a causa dell'eccentricità.

Nel caso specifico il terreno di base delle fondazioni è costituito da materiale granulare per cui la verifica alla capacità portante è condotta in condizioni drenate.

Le espressioni utilizzate sono le seguenti:

$$q_{Rd} = q_{Rd, \gamma 1} + q_{Rd, q} + q_{Rd, c}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

q_{Rd} = capacità portante di calcolo

$$q_{Rd, \gamma 1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cB'} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma B'} \cdot d_{\gamma B'} \cdot i_{\gamma B'}$$

$$q_{Rd, \gamma 2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{cL'} \cdot L' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma L'} \cdot d_{\gamma L'} \cdot i_{\gamma L'}$$

$$q_{Rd, q1} = q_{q'} \cdot s_{qB'} \cdot d_{qB'} \cdot i_{qB'}$$

$$q_{Rd, q2} = q_{q'} \cdot s_{qL'} \cdot d_{qL'} \cdot i_{qL'}$$

$$q_{Rd, c1} = c_{c'} \cdot N_c \cdot s_{cB'} \cdot d_{cB'} \cdot i_{cB'}$$

$$q_{Rd, c2} = c_{c'} \cdot N_c \cdot s_{cL'} \cdot d_{cL'} \cdot i_{cL'}$$

$$\gamma'_{cB'} = \gamma' + \frac{Z_w}{B'} \cdot (\gamma - \gamma') \geq \gamma', \text{ peso dell'unità di volume del terreno}$$

$$\gamma'_{cL'} = \gamma' + \frac{Z_w}{L'} \cdot (\gamma - \gamma') \geq \gamma', \text{ peso dell'unità di volume del terreno}$$

γ' = peso dell'unità di volume del terreno sotto falda

γ = peso dell'unità di volume del terreno sopra falda

B' = dimensione minore della fondazione efficace equivalente

L' = dimensione maggiore della fondazione efficace equivalente

Z_w = distanza tra piano di posa e quota falda

$$N_{\gamma} = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi', \text{ coefficiente di capacità portante}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right), \text{ coefficiente di capacità portante}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi', \text{ coefficiente di capacit\`a portante}$$

ϕ' = angolo di attrito efficace del terreno

c' = coesione drenata del terreno

$q' = \gamma' \cdot D$, pressione verticale efficace agente sul piano di posa

D = affondamento della fondazione dal p.c.

$$i_{,B'} = \left(1 - \frac{0,7 \cdot H_{B'}}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^5, \text{ coefficiente di inclinazione del carico lungo } B'$$

$$i_{,L'} = \left(1 - \frac{0,7 \cdot H_{L'}}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^5, \text{ coefficiente di inclinazione del carico lungo } L'$$

$$i_{qB'} = i_{cB'} = \left(1 - \frac{0,5 \cdot H_{B'}}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^5, \text{ coefficiente di inclinazione del carico lungo } B'$$

$$i_{qL'} = i_{cL'} = \left(1 - \frac{0,5 \cdot H_{L'}}{N + B' \cdot L' \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^5, \text{ coefficiente di inclinazione del carico lungo } L'$$

$H \cdot B'$ = carico orizzontale agente nella direzione parallela a B'

$H \cdot L'$ = carico orizzontale agente nella direzione parallela a L'

N = carico verticale, comprensivo del peso efficace della fondazione

$$s_{,B'} = 1 - 0,4 \cdot \frac{B' \cdot i_{,B'}}{L' \cdot i_{,L'}}, \text{ coefficiente di forma}$$

$$s_{,L'} = 1 - 0,4 \cdot \frac{L' \cdot i_{,L'}}{B' \cdot i_{,B'}}, \text{ coefficiente di forma}$$

$$s_{qB'} = 1 + \tan \phi' \cdot i_{qB'} \cdot \frac{B'}{L'}, \text{ coefficiente di forma}$$

$$s_{qL'} = 1 + \tan \phi' \cdot i_{qL'} \cdot \frac{L'}{B'}, \text{ coefficiente di forma}$$

$$S_{cB'} = S_{qB'}, \text{ coefficiente di forma per } \phi' > 25$$

$$s_{cB'} = \frac{s_{qB'} \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \text{ coefficiente di forma per } \phi' < 25$$

$$S_{cL'} = S_{qL'}, \text{ coefficiente di forma per } \phi' > 25$$

$$s_{cL'} = \frac{s_{qL'} \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \text{ coefficiente di forma per } \phi' < 25$$

$d_{,B'} = 1$, coefficiente di affondamento della fondazione

$d_{,L'} = 1$, coefficiente di affondamento della fondazione

$$d_{qB'} = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \frac{D}{B'}, \text{ coefficiente di affondamento per } \frac{D}{B'} < 1$$

$$d_{qB'} = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \arctg \frac{D}{B'}, \text{ coefficiente di affondamento per } \frac{D}{B'} > 1$$

$$d_{qL'} = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \frac{D}{L'}, \text{ coefficiente di affondamento per } \frac{D}{L'} < 1$$

$$d_{qL'} = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \arctg \frac{D}{L'}, \text{ coefficiente di affondamento per } \frac{D}{L'} > 1$$

$$d_{cB'} = \frac{d_{qB'} \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \text{ coefficiente di affondamento della fondazione}$$

$$d_{cL'} = \frac{d_{qL'} \cdot N_q - 1}{N_q - 1}, \text{ coefficiente di affondamento della fondazione}$$

Nella valutazione del termine di capacità portante q_{Rd, γ_i} è assunto q_{Rd, γ_1} o q_{Rd, γ_2} in base al valore calcolato di S_γ ; si assume l'espressione per la quale risulta $S_\gamma > 0,60$.

Nella valutazione dei termini di capacità portante $q_{Rd,i}$ e $q_{Rd,j}$ tra $q_{Rd,1}$ e $q_{Rd,1}$ o $q_{Rd,2}$ e $q_{Rd,2}$ vengono scelti quelli che danno complessivamente il risultato minore.

La verifica di capacità portante deve soddisfare la seguente espressione:

$$q_{Ed} \leq \frac{q_{Rd}}{\gamma_R}$$

I coefficienti parziali delle resistenze γ_R sono riportati nei paragrafi precedenti della presente relazione.

10.2.2 Verifica a scorrimento del plinto di fondazione

La platea di fondazione è soggetta alle azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato e dagli elementi strutturali verticali della pila, per cui è necessario effettuare una verifica allo scorrimento della platea, garantendo il soddisfacimento della seguente espressione:

$$H_t \leq \frac{N \cdot \tan \varphi}{\gamma_R}$$

dove:

$$H_t = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \text{azione orizzontale risultante ad intradosso platea di fondazione;}$$

$$N = F_z + W_t + W_{pl} = \text{azione verticale totale ad intradosso platea di fondazione;}$$

F_x = azione orizzontale lungo X ad intradosso fondazione;

F_y = azione orizzontale lungo Y ad intradosso fondazione;

F_z = azione verticale lungo Z ad intradosso fondazione;

W_t = peso del terreno sulla fondazione;

W_{pl} = peso della platea di fondazione;

φ = angolo di attrito interno del terreno di fondazione;

γ_R = coefficiente parziale sulla resistenza a scorrimento.

Al valore della $\tan\phi$, sarà applicato il coefficiente parziale di sicurezza per i parametri geotecnici γ_ϕ a seconda della combinazione di verifica.

11 CRITERI DI VERIFICA PARARIE PROVVISORIALI

Il presente paragrafo illustra nel dettaglio i criteri generali di calcolo adottati per le verifiche delle paratie provvisoriali.

11.1.1 Verifiche geotecniche

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto delle spinte attiva e passiva risultano rispettivamente maggiore e minore, se riferiti a quelli calcolati con i parametri caratteristici. In linea generale, per la Combinazione 2, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma_Q=1.3$.

11.1.1.1 Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera

La verifica all'equilibrio globale alla rotazione viene implicitamente soddisfatta mediante l'analisi di interazione terreno struttura, condotta mediante il programma di calcolo PARATIE PLUS ver. 21.0, che nell'analizzare il sistema di sollecitazioni e deformazioni verifica tutte le condizioni di equilibrio del sistema.

11.1.1.2 Verifica allo sfilamento dei tiranti

Per la verifica allo sfilamento si è fatto riferimento ai risultati di metodi di calcolo analitici corretti in funzione del numero delle verticali di indagine esaminate; la verifica viene effettuata secondo la combinazione di calcolo A1+M1+R3.

Come metodo di calcolo si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985) da cui deriva:

$$(R_{ac})_{\min} = \pi \alpha D L_{\text{fondazione}} \times q_s$$

in cui:

- α = coefficiente di incremento del diametro di perforazione D dei tiranti che tiene conto della metodologia di iniezione e della natura dei terreni interessati;
- D = diametro di perforazione dei tiranti;
- $L_{\text{fondazione}}$ = lunghezza del tratto di fondazione del tirante;
- q_s = aderenza caratteristica terreno-fondazione funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche meccaniche e delle modalità di iniezione.

La tipologia di perforazione, il diametro e il numero di trefoli dei tiranti saranno specificate per ogni singola paratia.

Il tirante verrà tesato, a partire da una forza di allineamento $N_0 = 0.10 N_a$, fino al valore della forza di collaudo $N_c = 1.2 N_a$, con incrementi di carico, pari a $0.1 N_a$ e con sosta di 1 minuto a ciascun incremento, misurando il corrispondente allungamento.

La forza N_c o l'allungamento verranno mantenuti costanti per un tempo di 15 minuti, al termine del quale, dopo aver rilevato l'incremento di allungamento sotto N_c o la riduzione della forza, il tirante verrà scaricato fino al valore di N_0 , rilevando il relativo allungamento permanente; verrà, infine, tesato sotto il carico N_a previsto in progetto e definitivamente bloccato.

La resistenza caratteristica R_{ak} è data dalla seguente relazione:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{ac})_{media}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{ac})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

essendo ξ_{a3} e ξ_{a4} dei fattori di correlazione funzione del numero di verticali indagate.

Tabella 11.1: Fattori di correlazione ξ

n	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
ξ_{a4}	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Il fattore di correlazione sarà indicato per ognuna delle paratie esaminate.

La resistenza allo sfilamento di progetto è data per tiranti di tipo permanente o temporaneo rispettivamente dalle seguenti espressioni:

$$R_{a,d} = R_{ak} / \gamma_{Ra,p} \quad \text{per tiranti permanenti}$$

$$R_{a,d} = R_{ak} / \gamma_{Ra,t} \quad \text{per tiranti temporanei}$$

Tabella 11.2: Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente Parziale (γ_R)
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.10
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.20

La lunghezza libera dei tiranti L_s , è stata valutata secondo il criterio illustrato dalla figura seguente mirante ad assicurare che il tratto di ancoraggio si mantenga al di fuori del cuneo di terreno che esercita la spinta sulla paratia stessa.

RELAZIONE DI CALCOLO

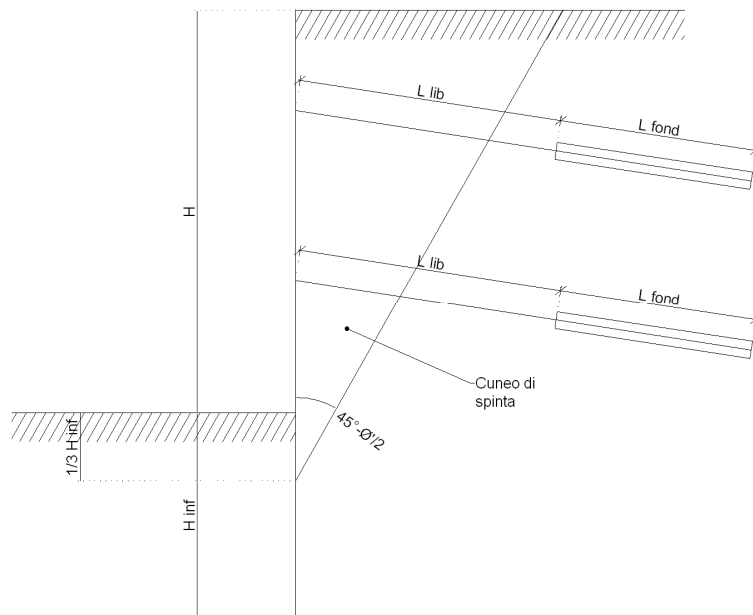


Figura 11-1: Criterio per la definizione della lunghezza libera dei tiranti

11.1.1.3 Instabilità globale dell'insieme terreno-opera di sostegno

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per la verifica dell'instabilità globale dell'insieme terreno-opera l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R2) sono riportati nella tabella successiva e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici. In linea generale, per la Combinazione in oggetto, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma_Q=1.3$.

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

11.1.2 Verifiche di tipo idraulico (UPL ed HYD)

Le verifiche di "tipo idraulico", instabilità del fondo scavo per sollevamento e sifonamento del fondo scavo vengono implicitamente soddisfatte mediante l'analisi di interazione nel programma PARATIE che tiene conto dei moti di filtrazione e della conseguente diminuzione della pressione efficace.

11.1.3 Verifiche strutturali allo SLU

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento strutturale (STR) l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di

resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso i coefficienti parziali amplificativi delle azioni saranno applicati direttamente sulle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze.

11.1.3.1 Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia

La verifica strutturale dei pali in c.a. sarà soddisfatta se il valore del momento resistente ultimo del palo M_{ru} e del taglio resistente ultimo V_{rd} risultano maggiori del momento di calcolo agente M_d e del taglio di calcolo agente V_d .

11.1.3.2 Raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi (verifica a trazione dei tiranti e verifica delle travi di ripartizione)

Per la verifica strutturale dei tiranti di ancoraggio, la normativa vigente prescrive che risultino verificate le seguenti relazioni:

$$T_{\max,SLU} \leq \frac{f_{p1tk}}{\gamma_s} \cdot n \cdot A_{tr}$$

$$T_{\max,SLE} \leq 0,75 \frac{f_{ptk}}{\gamma_s} \cdot n \cdot A_{tr}$$

$$T_{\max,SLE} \leq 0,85 \frac{f_{p1k}}{\gamma_s} \cdot n \cdot A_{tr}$$

dove:

- $f_{ptk} = 1860$ MPa = Tensione caratteristica a rottura;
- $f_{p1k} = 1670$ MPa = Tensione caratteristica all'1% di deformazioni totali;
- $\gamma_s = 1.15$;
- n = numero di trefoli;
- $A_{tr} = 139$ mm² = area della sezione del singolo trefolo.

La verifica delle travi di ripartizione, viene condotta considerando lo schema statico di trave continua su più appoggi con luci pari all'interasse orizzontale dei tiranti; il carico massimo uniformemente distribuito sulle travi è rappresentato dalla componente orizzontale dell'azione assiale massima sui tiranti distribuita lungo la luce:

$$q_{Ed} = \frac{T_{Ed,h}}{i}$$

con

- $T_{Ed,h}$ = forza assiale ultima orizzontale sul tirante;
- i = interasse longitudinale dei tiranti.

Avendo considerato una trave continua a più appoggi, il momento massimo agente in corrispondenza di un appoggio è pari a:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{10}$$

Per quanto concerne il taglio, l'azione tagliante massima agente sulla trave è pari a:

$$V_{Ed} = \frac{T_{Ed,h}}{2}$$

Nel caso di trave di ripartizione in acciaio le verifiche a flessione e a taglio vengono condotte allo S.L.U. calcolando la tensione ideale sulla trave di ripartizione, assegnato il profilo da utilizzare:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_n^2 + 3 \cdot \tau_t^2} \leq f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1}$$

$$\sigma_n = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \text{tensione normale};$$

$$\tau_t = \frac{V_{Ed}}{A} = \text{tensione tangenziale};$$

dove

- W_y = Modulo di resistenza lungo y della sezione;
- f_{yd} = tensione di snervamento dell'acciaio;
- $\gamma_{M1} = 1.05$ = coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature;
- A = Area della sezione.

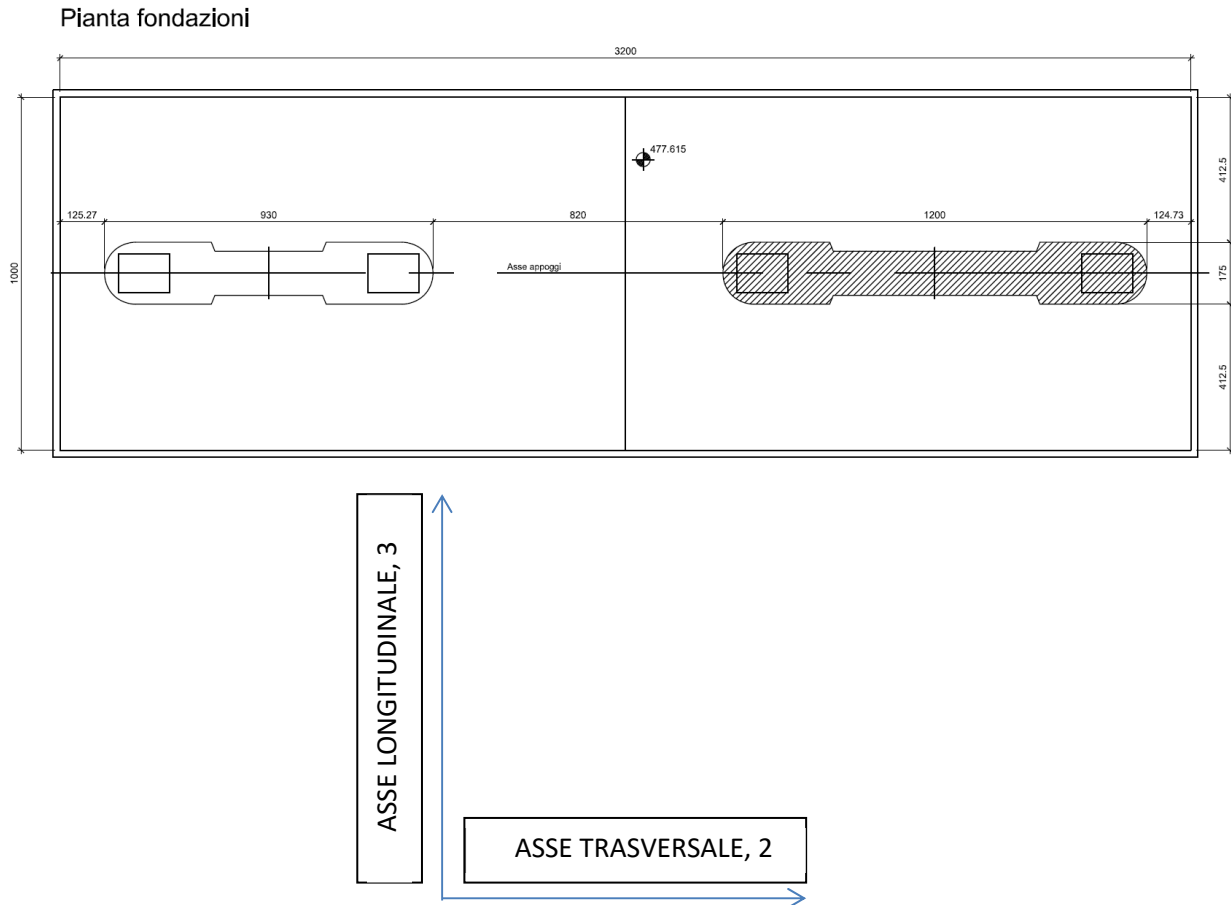
12 VERIFICA DELLE FONDAZIONI PILE

Le verifiche delle fondazioni sono state condotte su tutte le pile e per brevità di trattazione si riportano i dettagli di calcolo e le risultanze di tutte le pile.

12.1 FONDAZIONE DIRETTA PILA P1

La fondazione in esame, unica per la pila P1 dx, è di tipo diretto e presenta dimensioni in pianta di 10.00 x 32.00 m e spessore pari a 2.80 m.

Figura 12-1: Pianta fondazione pila P1 Dx



12.1.1 Verifica geotecnica della fondazione pila P1

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso 123 che presenta l'asse 1 positivo verso il basso, l'asse 3 lungo l'asse dell'impalcato e l'asse 2 perpendicolare ad esso.

Infine, tali azioni vengono trasportate ad intradosso plinto, tenendo in conto dei momenti flettenti dovuti alla traslazione dei tagli, del peso proprio del plinto e dell'eventuale peso del terreno sovrastante (opportunamente amplificato). Nel trasporto dei momenti si è tenuto conto anche dell'eccentricità del baricentro delle pile rispetto al baricentro della fondazione contribuendo al momento M3. Note tali sollecitazioni, sono state valutate le eccentricità ed effettuate le verifiche del plinto di fondazione.

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.1: Sollecitazioni combinate a piede pila P1

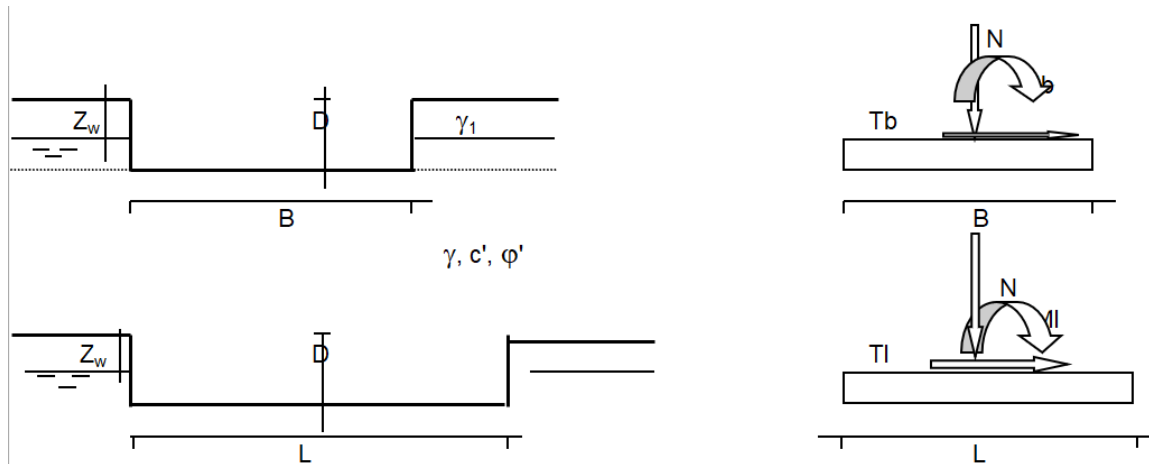
Combinaz	TABLE: Joint Reactions	N	TI	Tb	Mzz	Mb	MI	eb	el
	Joint	F1	F2	F3	M1	M2	M3	e3	e2
	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	KN-m
1 P1	01 SLU G1 Max Carico	102338.4	910.642	137.771	421.2106	10652.94	24136.04	0.10	0.24
2 P1	01 SLU G1 Max Carico	75627.92	370.211	-688.82	-794.955	-3995.89	-86424.1	-0.05	-1.14
3 P1	03 SLU G1 Vento+Max car	96427.32	1458.604	83.667	281.6521	10709.1	24120.74	0.11	0.25
4 P1	03 SLU G1 Vento+Max car	76234.89	691.49	-702.759	-765.315	-3224.59	-67920.6	-0.04	-0.89
5 P1	05 SLU G2 Fren+Max car	96470.46	854.709	-431.612	-98.5879	16639.02	10655.13	0.17	0.11
6 P1	05 SLU G2 Fren+Max car	76287.14	332.688	-1198.18	-1111.61	3057.611	-75361.2	0.04	-0.99
7 P1	09 SLE G1 Max car	76768.61	619.216	112.788	325.7283	8495.482	17018.69	0.11	0.22
8 P1	09 SLE G1 Max car	56933.19	236.959	-548.81	-603.906	-3227.87	-64504.7	-0.06	-1.13
9 P1	11 SLE G1 Vento+Max car	72384.08	983.938	74.54	225.4455	8491.897	16081.06	0.12	0.22
10 P1	11 SLE G1 Vento+Max car	57384.72	451.942	-555.77	-576.115	-2674.46	-51251.4	-0.05	-0.89
11 P1	13 SLE G2 Fren+Max car	72415.48	577.775	-309.01	-59.4177	12929.01	7019.266	0.18	0.10
12 P1	13 SLE G2 Fren+Max car	57422.19	209.176	-926.081	-838.358	1997.517	-56296.5	0.03	-0.98
13 P1	15 SLE G1 Max carico (Freq)	72396.72	57.655	116.397	297.6509	7488.696	-4455.42	0.10	-0.06
14 P1	15 SLE G1 Max carico (Freq)	57412.53	-65.85	-480.817	-447.355	-3090.51	-61746.1	-0.05	-1.08
15 P1	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	72394.19	242.911	108.026	283.21	7689.338	-348.125	0.11	0.00
16 P1	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	57406.97	37.709	-495.808	-473.111	-3007.3	-59647.2	-0.05	-1.04
17 P1	19 SLE Quasi Perm	59212.48	36.041	-0.266	49.90935	5753.876	-32120.2	0.10	-0.54
18 P1	19 SLE Quasi Perm	58831.01	-32.735	-386.629	-194.179	-1082.48	-34343.4	-0.02	-0.58
19 P1	20 SLC 1+0,3	59617.25	1502.394	3620.32	1377.991	69411.69	-1909.73	1.16	-0.03
20 P1	20 SLC 1+0,3	58426.24	-1499.09	-4007.22	-1522.26	-64740.3	-64553.9	-1.11	-1.10
21 P1	24 SLC 0,3+1	59471.48	3246.312	1486.272	1307.899	31892.87	34519.26	0.54	0.58
22 P1	24 SLC 0,3+1	58572.01	-3243.01	-1873.17	-1452.17	-27221.5	-100983	-0.46	-1.72
23 P1	28 SLC Z	59240.95	-12.689	-587.665	-163.953	11824.61	-33082.7	0.20	-0.56
24 P1	28 SLC Z	58859.48	-81.464	-974.029	-408.033	4988.248	-35306	0.08	-0.60
25 P1	29 SLV 1+0,3	59475.85	994.784	2366.883	919.6773	47373.54	-12358.9	0.80	-0.21
26 P1	29 SLV 1+0,3	58567.65	-991.478	-2753.78	-1063.95	-42702.1	-54104.7	-0.73	-0.92
27 P1	33 SLV 0,3+1	59381.12	2134.98	971.628	873.0162	22843.51	11455.49	0.38	0.19
28 P1	33 SLV 0,3+1	58662.37	-2131.67	-1358.52	-1017.3	-18172.1	-77919.1	-0.31	-1.33
29 P1	37 SLV Z	59226.25	12.469	-284.418	-53.556	8690.566	-32585.8	0.15	-0.55
30 P1	37 SLV Z	58844.78	-56.308	-670.782	-297.636	1854.208	-34809.1	0.03	-0.59
31 P1	38 SLD 1+0,3	59276.48	263.003	546.038	358.823	15356.74	-27466.2	0.26	-0.46
32 P1	38 SLD 1+0,3	58767.02	-259.697	-932.933	-503.093	-10685.3	-38997.4	-0.18	-0.66
33 P1	42 SLD 0,3+1	59253.54	529.314	223.511	290.65	9687.487	-21892.3	0.16	-0.37
34 P1	42 SLD 0,3+1	58789.95	-526.008	-610.407	-434.93	-5016.09	-44571.3	-0.09	-0.76
35 P1	46 SLD Z	59213.53	34.254	-21.82	42.0594	5976.644	-32155.5	0.10	-0.54
36 P1	46 SLD Z	58832.05	-34.523	-408.184	-202.021	-859.714	-34378.7	-0.01	-0.58
37 P1	47 SLO 1+0,3	59256.65	187.354	358.148	262.0262	12053.74	-29028.5	0.20	-0.49
38 P1	47 SLO 1+0,3	58786.85	-184.047	-745.044	-406.287	-7382.35	-37435	-0.13	-0.64
39 P1	51 SLO 0,3+1	59240.94	364.146	146.142	207.832	8327.33	-25325	0.14	-0.43
40 P1	51 SLO 0,3+1	58802.56	-360.84	-533.038	-352.112	-3655.93	-41138.6	-0.06	-0.70
41 P1	55 SLO Z	59213.02	35.128	-11.279	45.89255	5867.689	-32138.2	0.10	-0.54
42 P1	55 SLO Z	58831.54	-33.649	-397.643	-198.187	-968.668	-34361.5	-0.02	-0.58
43 P1	06 SLU G2 Fcentr+Max car	96436.6	765.406	92.429	305.2539	10305.89	8734.284	0.11	0.09
44 P1	06 SLU G2 Fcentr+Max car	76253.28	243.386	-674.139	-707.768	-3275.51	-77282	-0.04	-1.01

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla combinazione SLU n.1 (Massimo valore di sforzo normale) e alle combinazioni 19 e 22 caratterizzate dal massimo valore dell'eccentricità nelle due direzioni.

Nella tabella è riportata la corrispondente simbologia delle sollecitazioni utilizzate nel foglio di calcolo (N=F1; Tb=F3, TI=T2; Mzz=M1; Mb=M2; MI=M3).

Figura 12-2: Sistema di riferimento utilizzato nelle verifiche geotecniche.

RELAZIONE DI CALCOLO



Si riportano nel seguito le sintesi delle verifiche eseguite in condizioni drenate e non drenate:

Combinazione	Condizioni drenate					
	qes [kPa]	qlim [kPa]	FS [-]	T [kN]	Tmax [kN]	FS[-]
1	317.09	1549.96	4.89	921.00	56182.80	61.00
19	242.37	1600.38	6.60	3919.68	34452.31	8.79
22	151.18	1702.78	11.26	3745.11	38181.52	10.20

Combinazione	Condizioni non drenate					
	qes [kPa]	qlim [kPa]	FS [-]	T [kN]	Tmax [kN]	FS[-]
1	519.12	364.64	0.70	1013.11	45746.6	45.15
19	266.61	529.34	1.99	4311.65	36449.32	8.45
22	166.3	505.77	3.04	4119.62	57410.21	13.94

Si riporta nel seguito i tabulati di verifica in condizioni drenate e non drenate per la combinazione n.1, le altre verifiche sono riportate in allegato.

RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione 1 – condizioni drenata

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

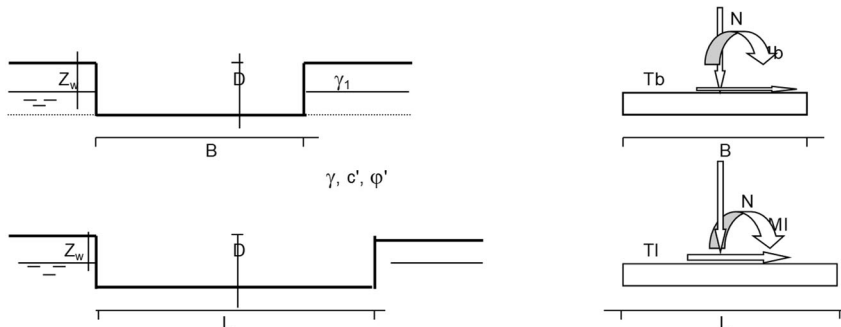
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'	q _{lim}	scorr		
					1.00	1.00		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	⊗	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10.00 (m)
L = 32.00 (m)
D = 4.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	102338.44	0.00	102338.44
Mb [kNm]	-23411.30	0.00	-23411.30
MI [kNm]	58200.28	0.00	58200.28
Tb [kN]	137.77	0.00	137.77
TI [kN]	910.64	0.00	910.64
H [kN]	921.00	0.00	921.00

RELAZIONE DI CALCOLO

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.30 & (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.30 & (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 32.70 & (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 & (^{\circ})\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 32.70 & (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 & (^{\circ})\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 28.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= -0.23 & (\text{m}) \\ e_L &= 0.57 & (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 10.46 & (\text{m}) \\ L^* &= 30.86 & (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 81.20 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 12.64$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 23.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 13.66$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.18$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.86$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 8.60 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.26 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

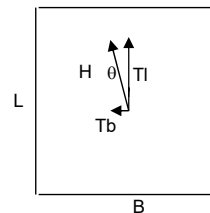
$$i_q = 0.99$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.99$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.98$$



RELAZIONE DI CALCOLO

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.12$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$d_c = 1.13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan(\varphi'))^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan(\beta_p))^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3564.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 317.09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1549.96 \geq q = 317.09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 921.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$Sd = 61801.08 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 56182.8 \geq Hd = 921.00 \quad (\text{kN})$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

Combinazione 1- condizione non drenata

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.10 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.24 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 9.79 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 31.53 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 111.65 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.06$$

i_c: fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.76$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.24$$

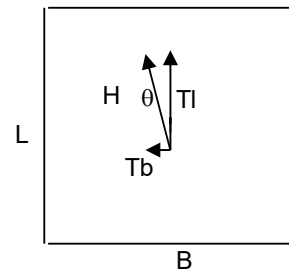
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 81.40 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.75$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.99$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.22$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1193.97 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 364.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 519.12 \geq q = 364.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1013.11 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 50321.23 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 45746.57 \geq H_d = 1013.11 \quad (\text{kN})$$

12.1.1.1 Calcolo dei cedimenti

La condizione di carico a cui si fa riferimento per le verifiche è quella corrispondente alla combinazione n.17 SLE Quasi Permanente.

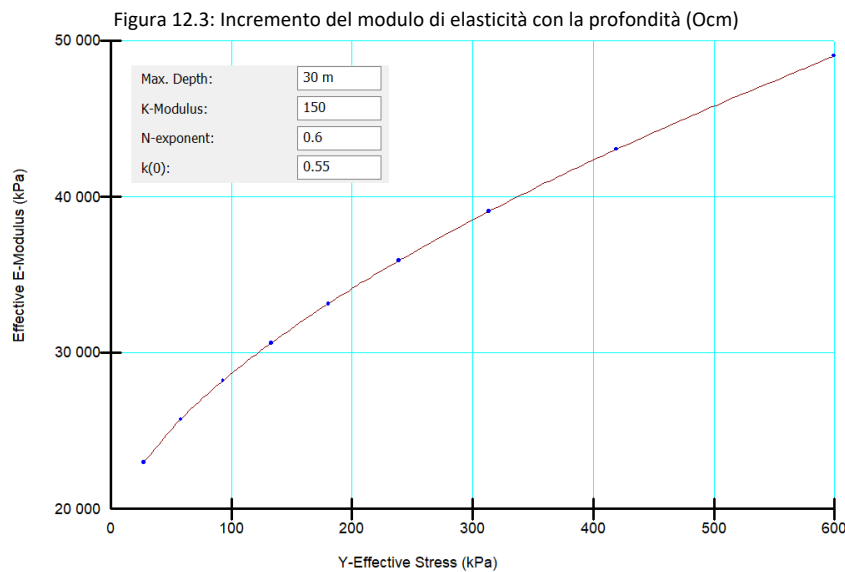
Nel calcolo dei cedimenti è stato considerato il naturale incremento del modulo di elasticità iniziale con la profondità:

$$E_i = K_L P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

dove:

- K_L è il numero del modulo e l'esponente del modulo; entrambi questi parametri sono numeri adimensionali (un valore tipico per l'esponente modulo è circa 0,5)
- la pressione atmosferica P_a viene introdotta per rendere il rapporto indipendente dall'unità impostata.
- σ_3 tensione di confinamento pari a $k_0 \cdot \sigma_1$

Per il calcolo dei cedimenti è stato considerato, relativamente alla formazione più profonda Ocm un modulo di elasticità pari a 40 MPa.



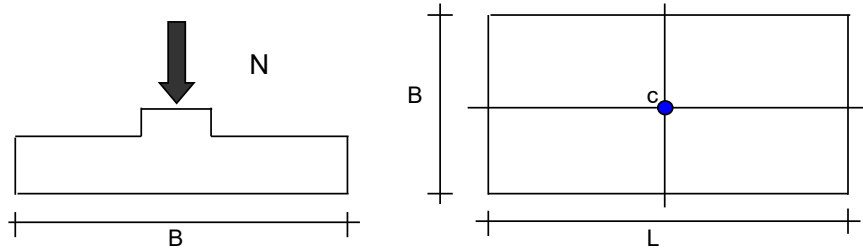
Mentre relativamente alla formazione più superficiale Mc è stato considerato il valore del modulo di elasticità definito nella tabella dei parametri geotecnici pari a 50 MPa.

Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento pari a 4.3 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

Figura 12-4: Input di calcolo e verifiche
CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3) * (1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2)$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 10.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 32.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 59212 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 185.04 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Mc	17.00	0.0	17.0	1.0	50000	0.30	2.93
2	Ocm	23.00	17.0	40.0	2.0	40000	0.30	1.36
-		10.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		60.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 4.30 \text{ (cm)}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	ν	δi	$\Sigma \delta i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	1.0	1							50000	0.30		
1.00	1.0	1	16.01	5.02	16.77	172.92	159.60	149.57	50000	0.30	0.16	0.16
2.00	1.0	1	16.07	5.22	16.83	152.79	28.87	21.97	50000	0.30	0.28	0.44
3.00	1.0	1	16.19	5.59	16.95	138.91	20.96	11.16	50000	0.30	0.26	0.69
4.00	1.0	1	16.38	6.10	17.12	128.21	15.54	4.40	50000	0.30	0.24	0.94
5.00	1.0	1	16.62	6.73	17.36	118.60	11.73	0.44	50000	0.30	0.23	1.17
6.00	1.0	1	16.92	7.43	17.64	109.50	8.95	-1.78	50000	0.30	0.21	1.38
7.00	1.0	1	17.27	8.20	17.98	100.93	6.86	-2.95	50000	0.30	0.20	1.58
8.00	1.0	1	17.67	9.01	18.36	92.99	5.24	-3.52	50000	0.30	0.18	1.77
9.00	1.0	1	18.12	9.86	18.79	85.71	3.98	-3.73	50000	0.30	0.17	1.94
10.00	1.0	1	18.61	10.74	19.27	79.08	2.98	-3.74	50000	0.30	0.16	2.10
11.00	1.0	1	19.14	11.63	19.78	73.06	2.19	-3.64	50000	0.30	0.15	2.24
12.00	1.0	1	19.70	12.54	20.33	67.60	1.56	-3.49	50000	0.30	0.14	2.38
13.00	1.0	1	20.30	13.46	20.91	62.64	1.06	-3.30	50000	0.30	0.13	2.51
14.00	1.0	1	20.93	14.40	21.52	58.12	0.66	-3.10	50000	0.30	0.12	2.63
15.00	1.0	1	21.59	15.34	22.16	54.02	0.34	-2.91	50000	0.30	0.11	2.73
16.00	1.0	1	22.28	16.29	22.83	50.27	0.09	-2.72	50000	0.30	0.10	2.84
17.00	1.0	1	22.98	17.24	23.52	46.85	-0.10	-2.54	50000	0.30	0.10	2.93
19.00	2.0	2	24.08	18.68	24.60	42.27	-0.32	-2.29	40000	0.30	0.11	3.04
21.00	2.0	2	25.61	20.62	26.10	37.01	-0.50	-2.00	40000	0.30	0.19	3.23
23.00	2.0	2	27.20	22.56	27.66	32.59	-0.60	-1.75	40000	0.30	0.17	3.39
25.00	2.0	2	28.84	24.52	29.27	28.84	-0.65	-1.54	40000	0.30	0.15	3.54
27.00	2.0	2	30.53	26.48	30.94	25.65	-0.66	-1.36	40000	0.30	0.13	3.67
29.00	2.0	2	32.25	28.44	32.63	22.92	-0.66	-1.21	40000	0.30	0.12	3.79
31.00	2.0	2	34.00	30.41	34.37	20.58	-0.64	-1.08	40000	0.30	0.11	3.90
33.00	2.0	2	35.78	32.39	36.12	18.55	-0.61	-0.97	40000	0.30	0.10	3.99
35.00	2.0	2	37.58	34.37	37.91	16.80	-0.58	-0.88	40000	0.30	0.09	4.08
37.00	2.0	2	39.40	36.35	39.71	15.27	-0.55	-0.79	40000	0.30	0.08	4.16
39.00	2.0	2	41.23	38.33	41.53	13.93	-0.52	-0.72	40000	0.30	0.07	4.23
40.00	2.0	2	42.15	39.32	42.45	13.32	-0.51	-0.69	40000	0.30	0.07	4.30

12.1.2 Verifica strutturale del plinto di fondazione

Le verifiche della platea di fondazione viene condotta facendo riferimento alle sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione, al peso della platea e al peso del terreno sovrastante la stessa, per ciascuna combinazione di carico definita.

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso XYZ che presenta l'asse Y lungo l'asse dell'impalcato, l'asse X perpendicolare ad esso e l'asse Z positivo verso l'alto

Si riporta di seguito una schematizzazione del sistema di riferimento utilizzato per le verifiche strutturali della fondazione.

F1=-FZ

F2=FX

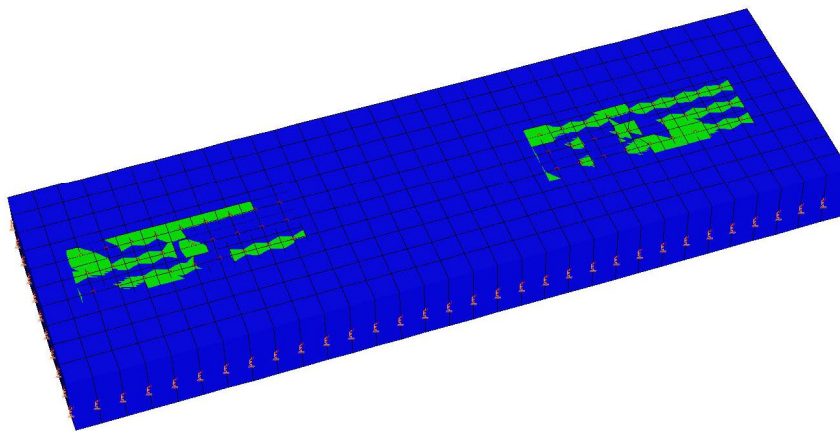
F3=FY

M1=MZ

M2=-MX

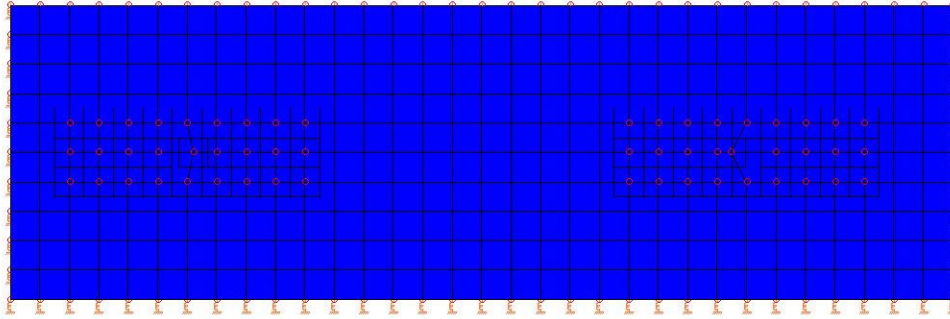
M3=-MY

Figura 12-5: Modello di calcolo fondazione pila



Prospettiva

Figura 12-6: Modello di calcolo fondazione pila-pianta.



Superiore

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.2: Sollecitazioni elementari piede pila P1 Dx

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1	01 SLU G1 Max Carico	30374,734	451,159	74,004	251,0855	5218,9957	30577,8153
P1	01 SLU G1 Max Carico	15164,114	185,656	-345,591	-195,9551	-1124,249	-23888,9894
P1	03 SLU G1 Vento+Max car	27000,733	726,105	46,075	179,0619	5318,1566	30813,2387
P1	03 SLU G1 Vento+Max car	15510,883	346,832	-352,102	-174,2833	-700,2765	-14091,2596
P1	05 SLU G2 Fren+Max car	27022,488	423,852	-208,425	197,92	9010,3622	24967,7198
P1	05 SLU G2 Fren+Max car	15537,133	166,321	-596,92	-144,4195	3138,8185	-17289,3315
P1	09 SLE G1 Max car	22361,27	306,77	59,98	187,3839	4163,5775	22399,5199
P1	09 SLE G1 Max car	11068,652	118,91	-275,726	-143,5628	-910,7741	-17798,782
P1	11 SLE G1 Vento+Max car	19858,598	489,841	40,195	135,0836	4211,9382	22172,0666
P1	11 SLE G1 Vento+Max car	11326,533	226,733	-278,895	-125,5288	-610,4131	-10733,5194
P1	13 SLE G2 Fren+Max car	19874,421	286,538	-149,244	147,9394	6971,7376	18238,2737
P1	13 SLE G2 Fren+Max car	11345,353	104,593	-461,878	-105,3358	2247,3126	-12902,3476
P1	15 SLE G1 Max carico (Freq)	19865,173	26,575	60,881	160,1275	3653,2109	13257,0914
P1	15 SLE G1 Max carico (Freq)	11340,6	-33,627	-242,07	-82,142	-924,3247	-15236,0829
P1	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	19863,858	119,228	56,744	155,1187	3764,9564	15040,0864
P1	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	11337,787	18,445	-249,435	-90,8194	-861,5424	-14335,5702
P1	19 SLE Quasi Perm	12341,201	17,672	0,083	32,1802	2936,2873	1771,3468
P1	19 SLE Quasi Perm	12146,265	-17,711	-194,698	24,4675	-3,5093	671,2362
P1	20 SLC 1+0,3	12523,135	785,462	1881,666	170,8966	31098,6815	15786,2538
P1	20 SLC 1+0,3	11964,331	-785,501	-2076,281	-114,2489	-28165,9035	-13343,6708
P1	24 SLC 0,3+1	12453,507	1734,29	755,345	328,1902	14246,8738	32828,9053
P1	24 SLC 0,3+1	12033,958	-1734,329	-949,96	-271,5425	-11314,0958	-30386,3223
P1	28 SLC Z	12355,76	-8,2	-303,104	36,0356	6952,5386	1338,6286
P1	28 SLC Z	12160,824	-43,582	-497,886	28,3229	4012,742	238,518
P1	29 SLV 1+0,3	12459,951	519,658	1230,187	122,8757	21347,7554	10934,3277
P1	29 SLV 1+0,3	12027,515	-519,697	-1424,802	-66,228	-18414,9774	-8491,7447
P1	33 SLV 0,3+1	12414,55	1139,983	493,837	225,7139	10330,6241	22076,514
P1	33 SLV 0,3+1	12072,915	-1140,022	-688,452	-169,0662	-7397,8461	-19633,931
P1	37 SLV Z	12348,244	5,157	-146,582	34,0452	4879,1324	1562,0211
P1	37 SLV Z	12153,308	-30,226	-341,364	26,3325	1939,3357	461,9105
P1	38 SLD 1+0,3	12369,141	136,015	278,295	53,7604	7100,2845	3928,7306
P1	38 SLD 1+0,3	12118,325	-136,054	-472,91	2,8873	-4167,5065	-1486,1476
P1	42 SLD 0,3+1	12358,613	279,952	111,145	77,659	4599,3549	6515,6007
P1	42 SLD 0,3+1	12128,852	-279,991	-305,76	-21,0113	-1666,5768	-4073,0177
P1	46 SLD Z	12341,735	16,723	-11,042	32,3217	3083,6638	1755,4682
P1	46 SLD Z	12146,799	-18,66	-205,824	24,609	143,8672	655,3576
P1	47 SLO 1+0,3	12360,031	94,976	182,141	46,5526	5661,1072	3180,4669
P1	47 SLO 1+0,3	12127,435	-95,014	-376,757	10,0951	-2728,3292	-737,884
P1	51 SLO 0,3+1	12353,016	189,157	72,792	62,4319	4024,9873	4872,5172
P1	51 SLO 0,3+1	12134,45	-189,196	-267,407	-5,7842	-1092,2093	-2429,9343
P1	55 SLO Z	12341,474	17,187	-5,601	32,2525	3011,5842	1763,2341
P1	55 SLO Z	12146,538	-18,196	-200,383	24,5398	71,7876	663,1236
P1	06 SLU G2 Fcentr+Max car	27005,489	379,277	50,074	186,923	5110,3731	24121,7463
P1	06 SLU G2 Fcentr+Max car	15520,135	121,747	-338,42	-155,4165	-761,1705	-18135,305

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.3: Sollecitazioni elementari piede pila P1 Sx

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1	01 SLU G1	Combinat	Max	29687,44	459,483	63,767	173,6134	5048,185	25072,67
P1	01 SLU G1	Combinat	Min	18187,54	184,555	-343,229	-156,308	-942,946	-12563,5
P1	03 SLU G1	Combinat	Max	27150,32	732,499	37,592	126,0672	5156,674	27185,25
P1	03 SLU G1	Combinat	Min	18447,75	344,658	-350,657	-130,288	-556,592	-5163,49
P1	05 SLU G2	Combinat	Max	27171,72	430,857	-223,187	133,9621	8837,167	21281,79
P1	05 SLU G2	Combinat	Min	18473,75	166,367	-601,262	-117,496	3273,702	-8368,38
P1	09 SLE G1	Combinat	Max	21887,14	312,446	52,808	129,8086	4016,098	18284,39
P1	09 SLE G1	Combinat	Min	13344,34	118,049	-273,084	-114,798	-780,43	-9442,29
P1	11 SLE G1	Combinat	Max	20005,28	494,097	34,345	95,1836	4071,247	19444,56
P1	11 SLE G1	Combinat	Min	13537,99	225,209	-276,875	-94,4802	-507,89	-4156,81
P1	13 SLE G2	Combinat	Max	20020,86	291,237	-159,766	100,3945	6822,501	15472,7
P1	13 SLE G2	Combinat	Min	13556,64	104,583	-464,203	-86,0042	2343,231	-6329,62
P1	15 SLE G1	Combinat	Max	20011,34	31,08	55,516	109,5205	3509,574	10420,36
P1	15 SLE G1	Combinat	Min	13551,73	-32,223	-238,747	-71,9806	-819,894	-8683,39
P1	17 SLE G1	Combinat	Max	20010,13	123,683	51,282	106,6531	3621,908	12225,2
P1	17 SLE G1	Combinat	Min	13548,99	19,264	-246,373	-76,4805	-757,493	-7778,07
P1	19 SLE Qu	Combinat	Max	14351,08	18,369	-0,349	21,9803	2818,334	2967,99
P1	19 SLE Qu	Combinat	Min	14164,54	-15,024	-191,931	16,2487	3,5919	1859,083
P1	20 SLC 1+0	Combinat	Max	14573,92	716,932	1738,654	111,2661	28176,12	15716,44
P1	20 SLC 1+0	Combinat	Min	13941,71	-713,587	-1930,93	-73,0371	-25354,2	-10889,4
P1	24 SLC 0,3	Combinat	Max	14497,78	1512,022	730,927	206,6151	13484,44	30060,03
P1	24 SLC 0,3	Combinat	Min	14017,85	-1508,68	-923,207	-168,386	-10662,5	-25233
P1	28 SLC Z	Combinat	Max	14364,99	-4,489	-284,561	21,9175	6517,529	2587,659
P1	28 SLC Z	Combinat	Min	14178,45	-37,882	-476,143	16,1859	3702,787	1478,751
P1	29 SLV 1+C	Combinat	Max	14495,7	475,126	1136,696	80,3083	19398,52	11303,32
P1	29 SLV 1+C	Combinat	Min	14019,93	-471,781	-1328,98	-42,0793	-16576,6	-6476,24
P1	33 SLV 0,3	Combinat	Max	14446,37	994,997	477,791	142,6869	9792,328	20682,08
P1	33 SLV 0,3	Combinat	Min	14069,26	-991,652	-670,072	-104,458	-6970,4	-15855
P1	37 SLV Z	Combinat	Max	14357,81	7,312	-137,836	21,9499	4607,804	2784,007
P1	37 SLV Z	Combinat	Min	14171,27	-26,082	-329,418	16,2183	1793,062	1675,099
P1	38 SLD 1+C	Combinat	Max	14387,14	126,988	267,743	35,9395	6727,551	4948,751
P1	38 SLD 1+C	Combinat	Min	14128,49	-123,643	-460,023	2,2895	-3905,63	-121,678
P1	42 SLD 0,3	Combinat	Max	14374,72	249,362	112,366	50,6131	4462,301	7156,863
P1	42 SLD 0,3	Combinat	Min	14140,9	-246,017	-304,647	-12,3841	-1640,38	-2329,79
P1	46 SLD Z	Combinat	Max	14351,59	17,531	-10,778	21,978	2954,076	2954,034
P1	46 SLD Z	Combinat	Min	14165,05	-15,863	-202,36	16,2464	139,334	1845,126
P1	47 SLO 1+C	Combinat	Max	14376,41	92,378	176,007	31,5366	5389,819	4317,92
P1	47 SLO 1+C	Combinat	Min	14139,21	-89,033	-368,287	6,6924	-2567,89	509,1526
P1	51 SLO 0,3	Combinat	Max	14367,72	174,989	73,35	41,4951	3893,145	5807,963
P1	51 SLO 0,3	Combinat	Min	14147,91	-171,644	-265,631	-3,2661	-1071,22	-980,891
P1	55 SLO Z	Combinat	Max	14351,34	17,941	-5,678	21,9791	2887,686	2960,86
P1	55 SLO Z	Combinat	Min	14164,81	-15,453	-197,26	16,2475	72,9446	1851,952
P1	06 SLU G2	Combinat	Max	27154,85	386,129	42,355	128,6929	4936,717	20435,37
P1	06 SLU G2	Combinat	Min	18456,89	121,639	-335,719	-122,765	-626,748	-9214,8

RELAZIONE DI CALCOLO

La platea sia in direzione longitudinale (lungo X) che trasversale (lungo Y) viene modellata con elementi shell con costante di sottofondo determinata attraverso la formulazione di **Vesic** (1937), con riferimento allo strato appartenente alla formazione Mc, pari a:

$$k_v = 0.65 \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot B^4}{E_{cls} \cdot I_{cls}}} = 3.512 \times 10^3 \frac{kN}{m^3}$$

Le sollecitazioni derivanti dalla pila Dx e Sx sono state applicate come carichi nodali; per ogni pila sono stati inoltre modellati 18 nodi collegati tra loro con link rigidi al fine di rappresentare l'area di impronta della pila sulla fondazione.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLU analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

PILA DX

Joint	OutputCase	StepType	F2	F3	F1	M2	M3	M1
			FX	FY	-FZ	-MX	-MY	MZ
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1d	01 SLU G1 Max Carico	Max	451,159	74,004	-30374,7	-5219	-30577,8	251,0855
P1d	05 SLU G2 Fren+Max car	Max	423,852	-208,425	-27022,5	-9010,36	-24967,7	197,92
P1d	20 SLC 1+0,3	Max	785,462	1881,666	-12523,1	-31098,7	-15786,3	170,8966
P1d	20 SLC 1+0,3	Min	-785,501	-2076,28	-11964,3	28165,9	13343,67	-114,249
P1d	24 SLC 0,3+1	Max	1734,29	755,345	-12453,5	-14246,9	-32828,9	328,1902
P1d	24 SLC 0,3+1	Min	-1734,33	-949,96	-12034	11314,1	30386,32	-271,543

PILA SX

Joint	OutputCase	StepType	F2	F3	F1	M2	M3	M1
			FX	FY	-FZ	-MX	-MY	MZ
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1s	01 SLU G1 Max Carico	Max	459,483	63,767	-29687,4	-5048,18	-25072,7	173,6134
P1s	05 SLU G2 Fren+Max car	Max	430,857	-223,187	-27171,7	-8837,17	-21281,8	133,9621
P1s	20 SLC 1+0,3	Max	716,932	1738,654	-14573,9	-28176,1	-15716,4	111,2661
P1s	20 SLC 1+0,3	Min	-713,587	-1930,93	-13941,7	25354,19	10889,37	-73,0371
P1s	24 SLC 0,3+1	Max	1512,022	730,927	-14497,8	-13484,4	-30060	206,6151
P1s	24 SLC 0,3+1	Min	-1508,68	-923,207	-14017,9	10662,51	25232,96	-168,386

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLE analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

RELAZIONE DI CALCOLO

PILA DX

Joint	OutputCase	F3	F1	M2	M3	M1
		FY	-Fz	-MX	-MY	MZ
		KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1d	13SLEmax	-149,244	-19874,4	-6971,74	-18238,3	147,9394
P1d	11SLEmax	40,195	-19858,6	-4211,94	-22172,1	135,0836
P1d	13SLEmin	-461,878	-11345,4	-2247,31	12902,35	-105,336
P1d	15SLEmaxFRE	60,881	-19865,2	-3653,21	-13257,1	160,1275
P1d	17SLEmaxFRE	56,744	-19863,9	-3764,96	-15040,1	155,1187
P1d	17SLEminFRE	-249,435	-11337,8	861,5424	14335,57	-90,8194
P1d	15SLEminFRE	-242,07	-11340,6	924,3247	15236,08	-82,142
P1d	19QPmax	0,083	-12341,2	-2936,29	-1771,35	32,1802
P1d	19QPmin	-194,698	-12146,3	3,5093	-671,236	24,4675

PILA SX

Joint	OutputCase	F3	F1	M2	M3	M1
		FY	-Fz	-MX	-MY	MZ
		KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P1s	13SLEmax	-159,766	-20020,9	-6822,5	-15472,7	100,3945
P1s	11SLEmax	34,345	-20005,3	-4071,25	-19444,6	95,1836
P1s	13SLEmin	-464,203	-13556,6	-2343,23	6329,622	-86,0042
P1s	15SLEmaxFRE	51,282	-20010,1	-3621,91	-12225,2	106,6531
P1s	17SLEmaxFRE	55,516	-20011,3	-3509,57	-10420,4	109,5205
P1s	17SLEminFRE	-246,373	-13549	757,4932	7778,074	-76,4805
P1s	15SLEminFRE	-238,747	-13551,7	819,8939	8683,39	-71,9806
P1s	19QPmax	-0,349	-14351,1	-2818,33	-2967,99	21,9803
P1s	19QPmin	-191,931	-14164,5	-3,5919	-1859,08	16,2487

12.1.3 Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio

Di seguito si riporta lo schema con le sollecitazioni massime di momento, taglio e sforzo normale nella combinazione di carico :

- SLU – STR
- SLE

L'analisi FEM della struttura sotto azioni di progetto ha consentito di determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali.

I risultati delle analisi sono riportati in forma di tabulati di calcolo allegati.

Per illustrare l'andamento delle principali grandezze statiche, si ricorrerà di seguito all'impiego di diagrammi a mappe di colore. Relativamente a questi si specifica quanto segue:

- il diagramma mostra l'involuppo delle massime grandezze statiche relative alle combinazioni di carico precedentemente definite;

RELAZIONE DI CALCOLO

- con M_{xx} ed S_{xx} si intende il momento flettente unitario e la pressione che sollecitano le fibre dell'elemento bidimensionale lungo la direzione X, perpendicolare all'asse longitudinale del canale;
- con M_{yy} ed S_{yy} si intende il momento flettente unitario e la pressione che sollecitano le fibre dell'elemento bidimensionale lungo la direzione Y, parallela all'asse longitudinale del canale;

Per la parete verticale la direzione X coincide con la direzione orizzontale e direzione Y coincide con la direzione verticale.

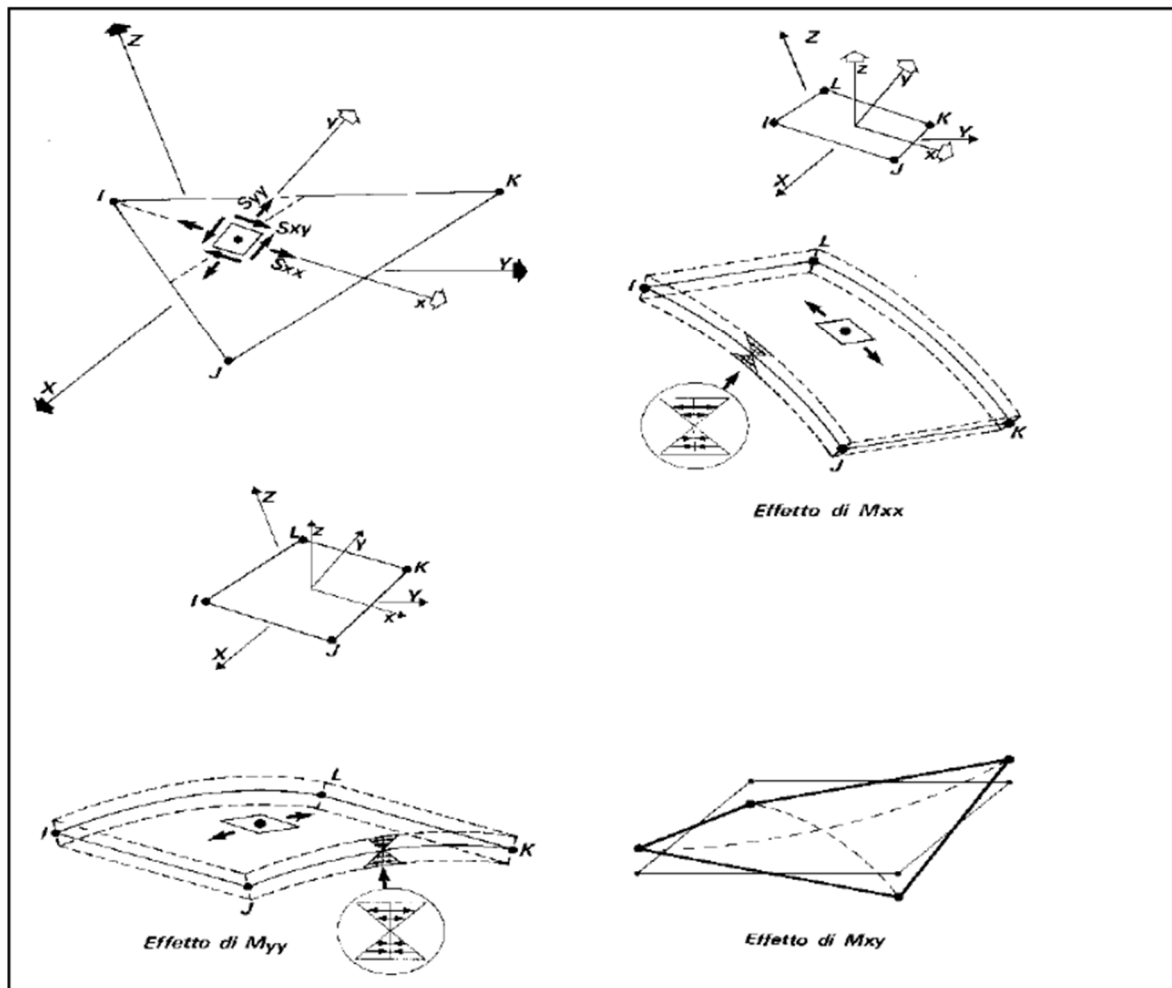


Figura 12-7- Convenzioni per la rappresentazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali.

L'andamento delle sollecitazioni unitarie nell'elemento strutturale per le combinazioni SLU-STR sono le seguenti:

Figura 12-8: Inviluppo SLU delle sollecitazioni S_{xx} (kN/m²).

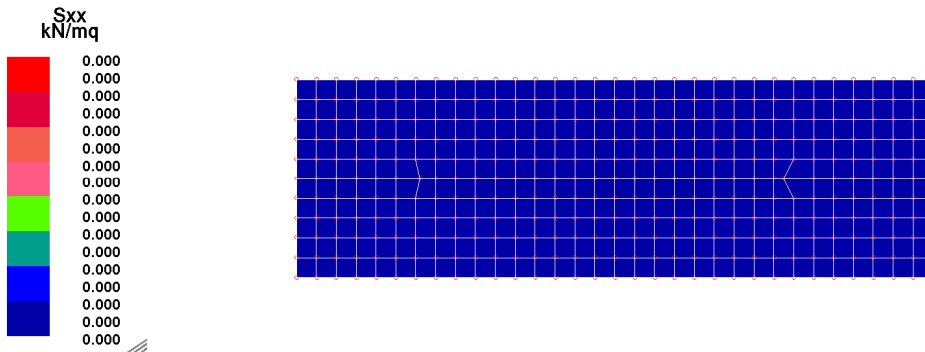
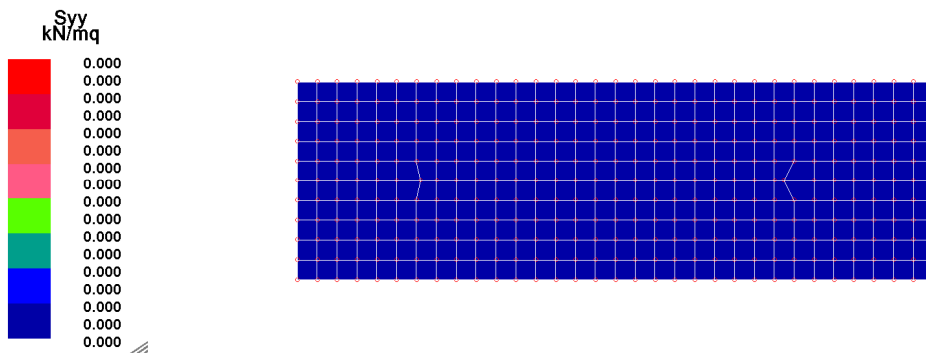


Figura 12-9: Inviluppo SLU delle sollecitazioni S_{yy} (kN/m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-10: Inviluppo SLU delle sollecitazioni Sxy (kN/m2).

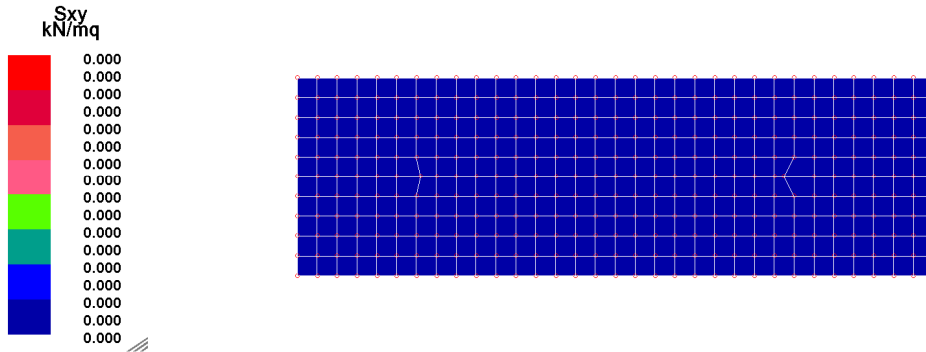
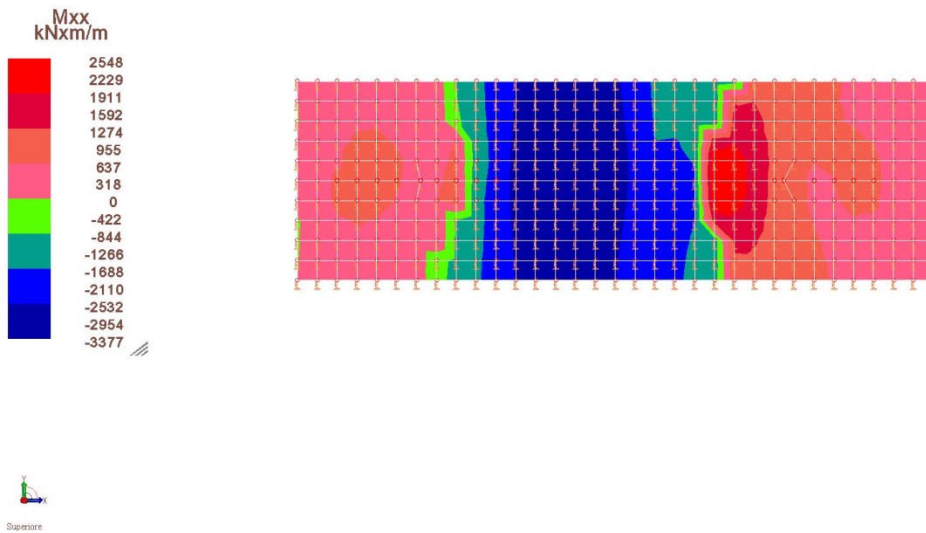


Figura 12-11: Inviluppo SLU delle sollecitazioni flettenti Mxx (kN-m/m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-12.: Involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti Myy (kN-m/m).

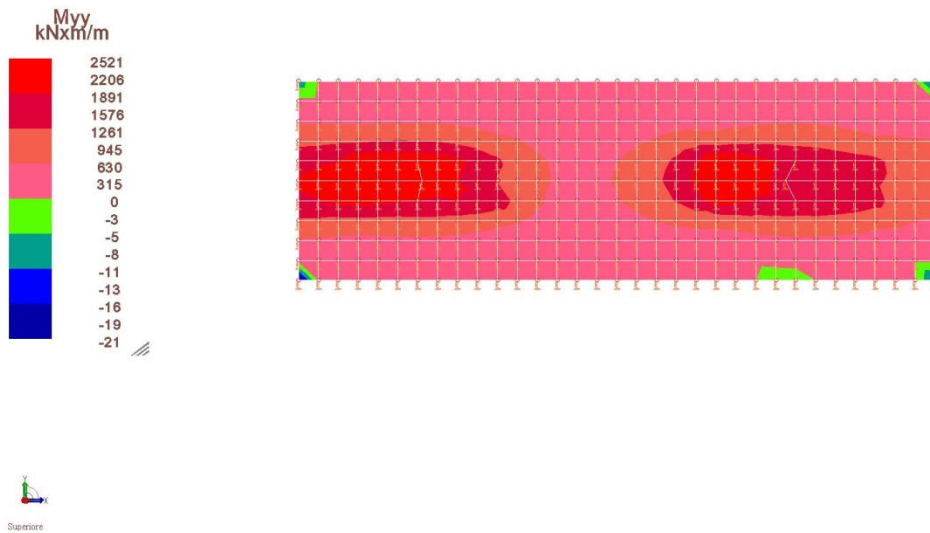
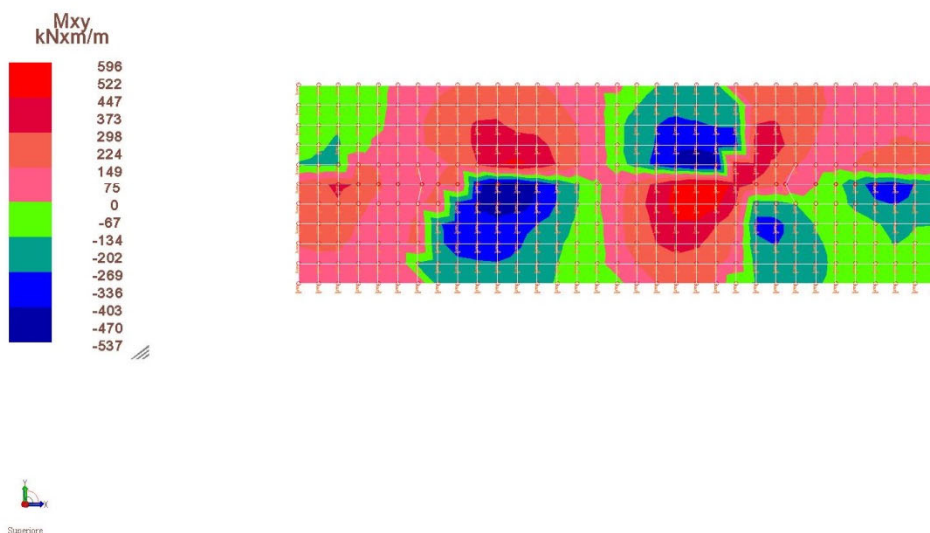


Figura 12-13. Involuppo SLU delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN-m/m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-14: Involuppo SLU delle sollecitazioni di taglio TM_{xx} (kN/m²).

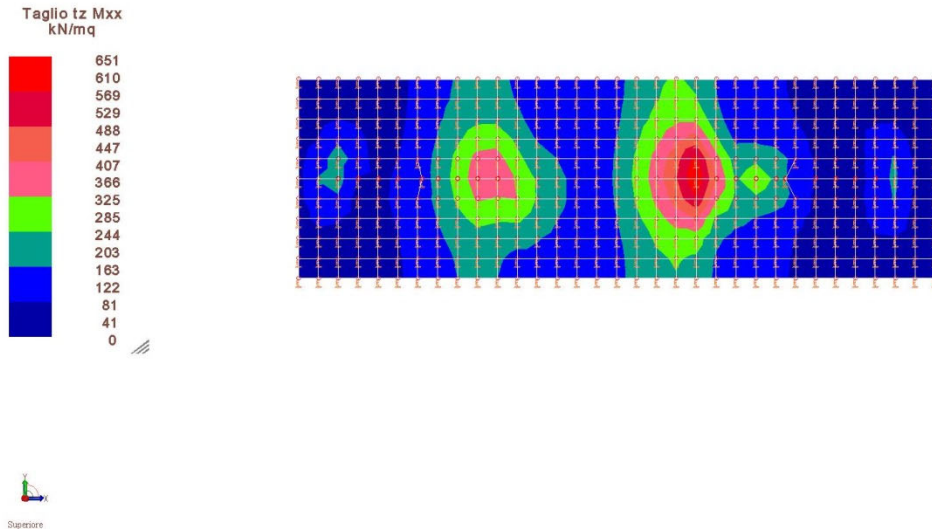
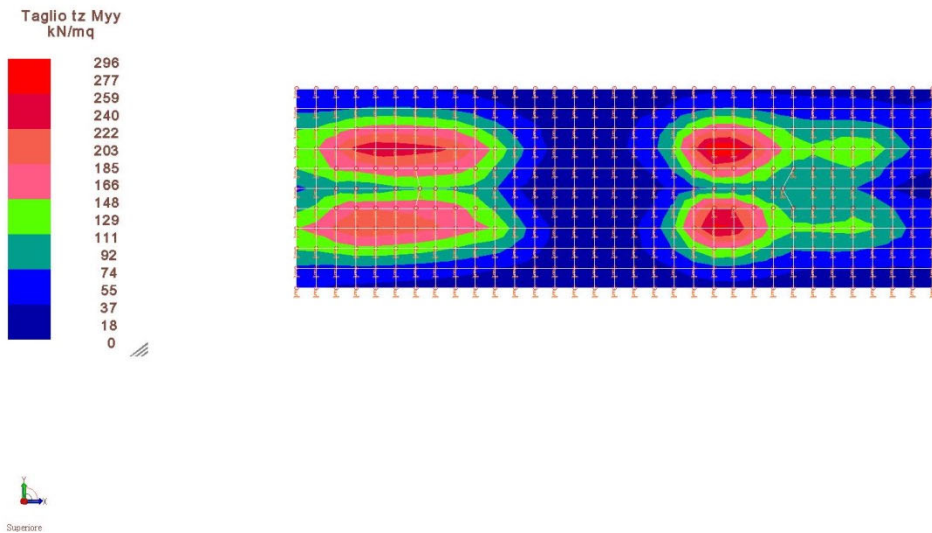


Figura 12-15: Involuppo SLU delle sollecitazioni di taglio TM_{yy} (kN/m²).



L'andamento delle sollecitazioni unitarie nell'elemento strutturale per le combinazioni SLE sono le seguenti:

Figura 12-16. Inviluppo SLE delle sollecitazioni S_{xx} (kN/m²).

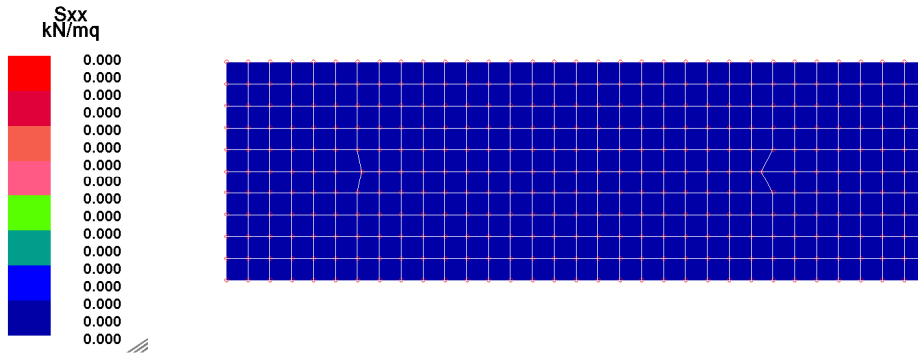
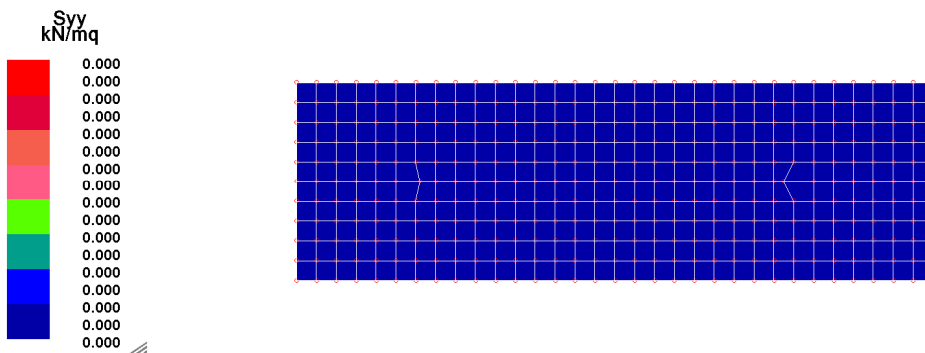


Figura12-17. Inviluppo SLE delle sollecitazioni S_{yy} (kN/ m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-18 Inviluppo SLE delle sollecitazioni Sxy (kN/ m²).

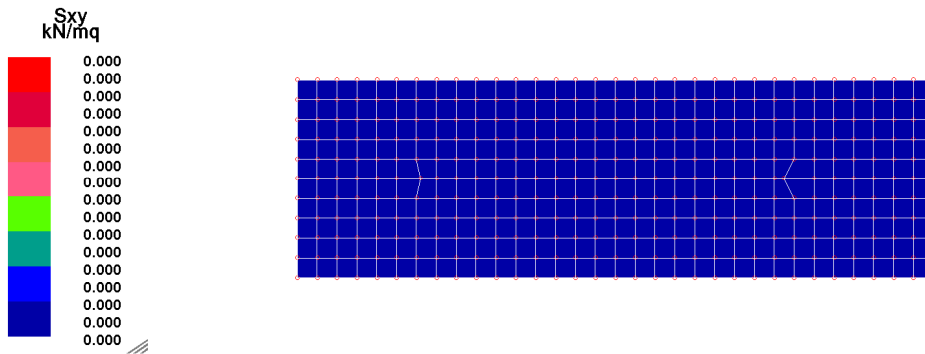
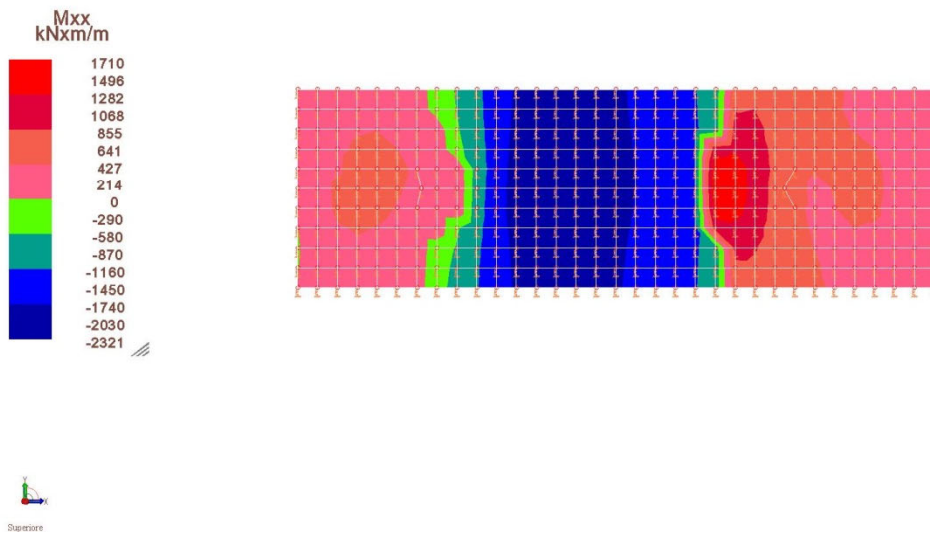


Figura 12-19. Inviluppo SLE delle sollecitazioni flettenti Mxx (kN-m/ m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-20. Involuppo SLE delle sollecitazioni flettenti Myy (kN-m/ m).

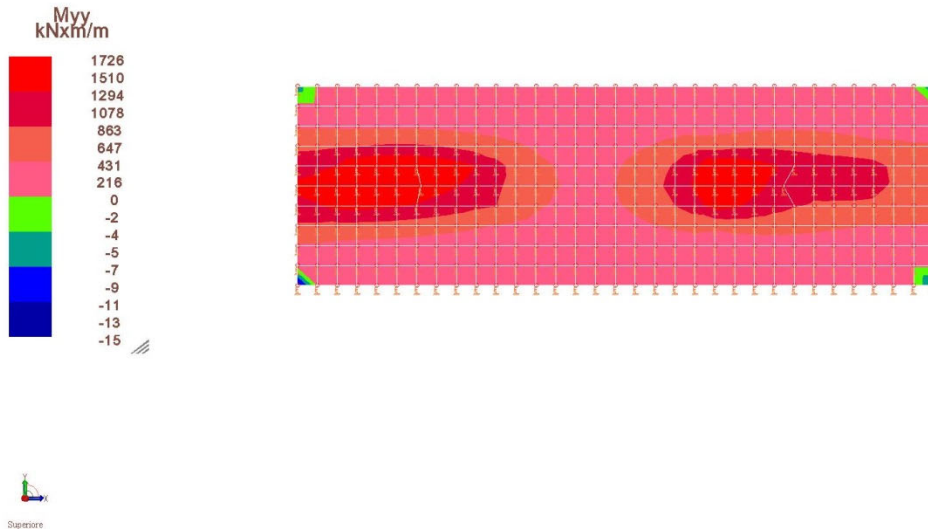
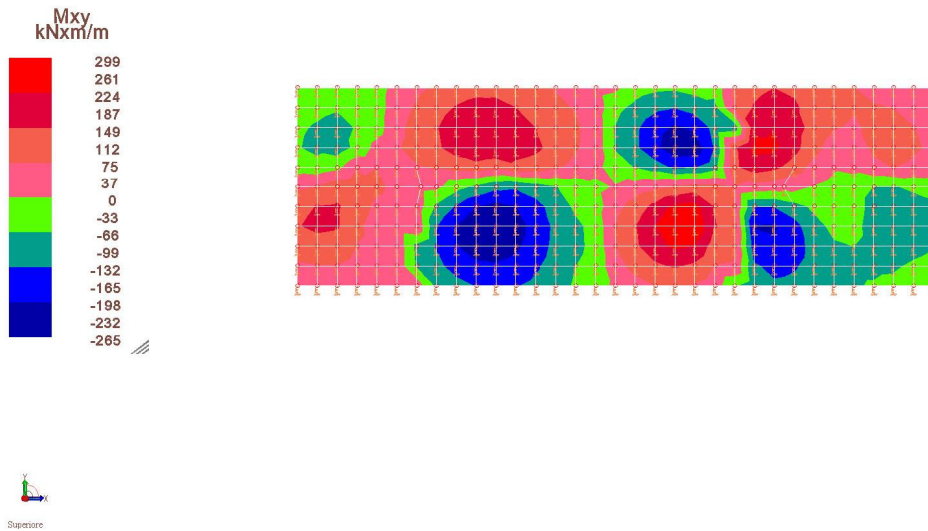


Figura 12-21. Involuppo SLE delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN-m/ m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-22. Inviluppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Mxx (kN/m²).

Taglio tz Mxx
kN/mq

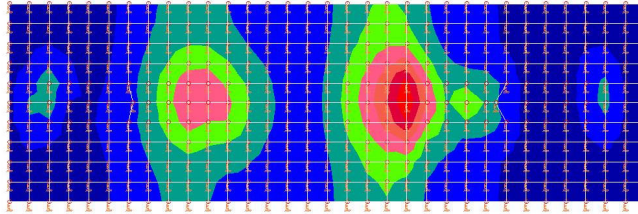
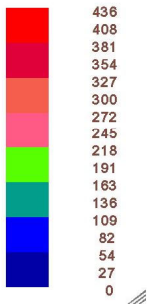
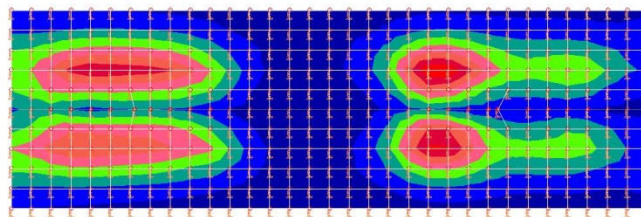
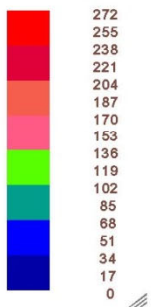


Figura 12-23. Inviluppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Myy (kN/m²).

Taglio tz Myy
kN/mq



12.1.4 Verifiche SLV

Le verifiche degli elementi strutturali sono state suddivise in:

- a) verifica a presso-flessione
- b) verifica a taglio
- c) verifica a torsione

Assegnata la geometria della sezione, il dimensionamento è consistito nella ricerca dell'area delle armature tale da far sì che le più sfavorevoli combinazioni di sforzo normale, momenti flettenti e taglio fossero compatibili con lo SLU prescelto.

Le verifiche sono state condotte in modo automatico con l'ausilio del codice di calcolo utilizzato.

I risultati delle verifiche sono riportati, per ciascun elemento strutturale, nei Tabulati di Calcolo allegati.

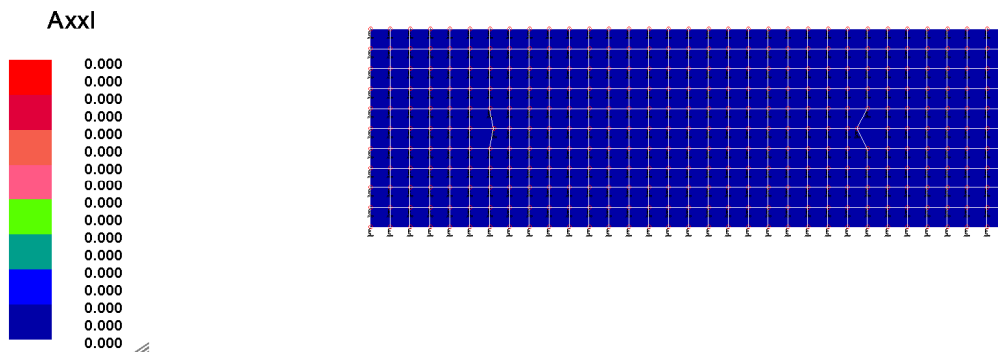
12.1.4.1 Verifiche a presso-flessione

Di seguito sono riportate le armature assegnate alla zattera di fondazione.

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Ferri longitudinali	26	20
Ferri trasversali	26	20

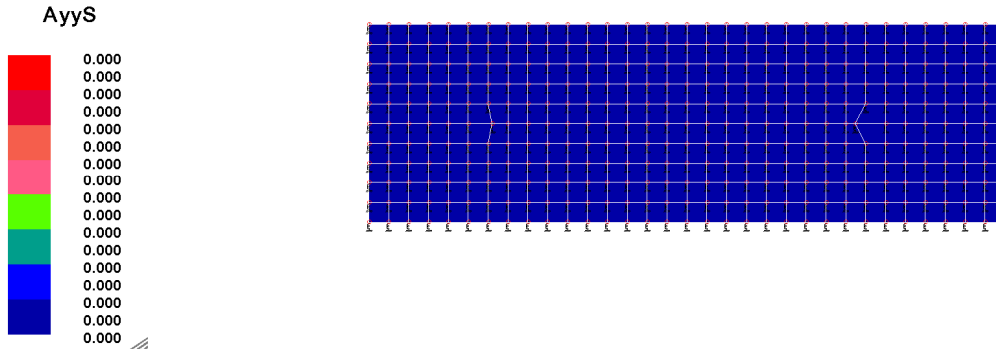
Nelle figure che seguono si mostra l'incidenza incrementale delle armature ottenuta per tutte le direzioni considerate.

Figura 12-24: Armatura aggiuntiva inferiore in direzione x(cm2).



RELAZIONE DI CALCOLO

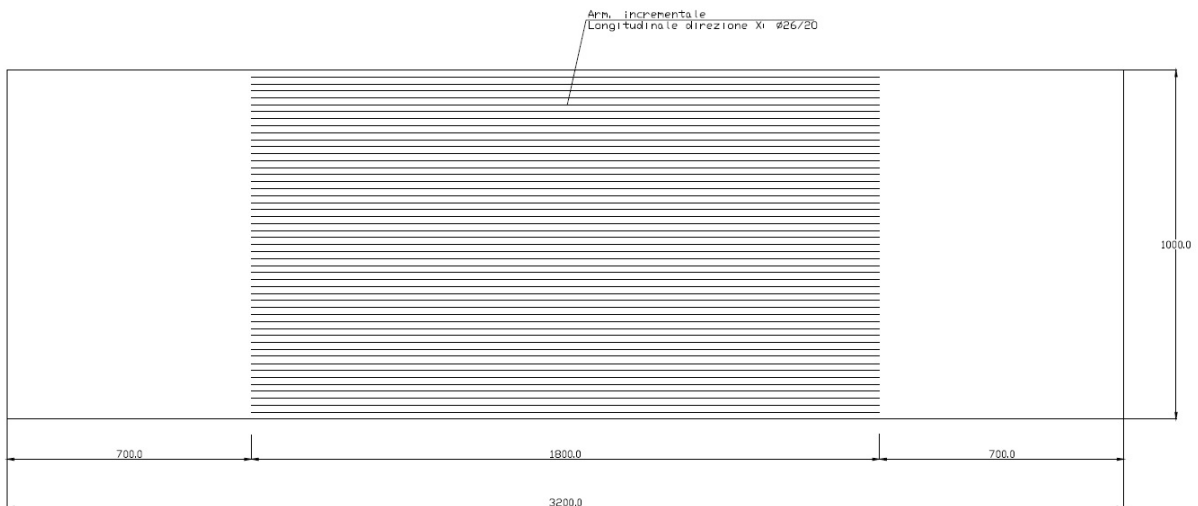
Figura 12-27: Armatura aggiuntiva superiore in direzione y(cm2).



Come si evince dalle figure precedenti, l'armatura longitudinale disposta consente il soddisfacimento delle verifiche strutturali della platea di fondazione.

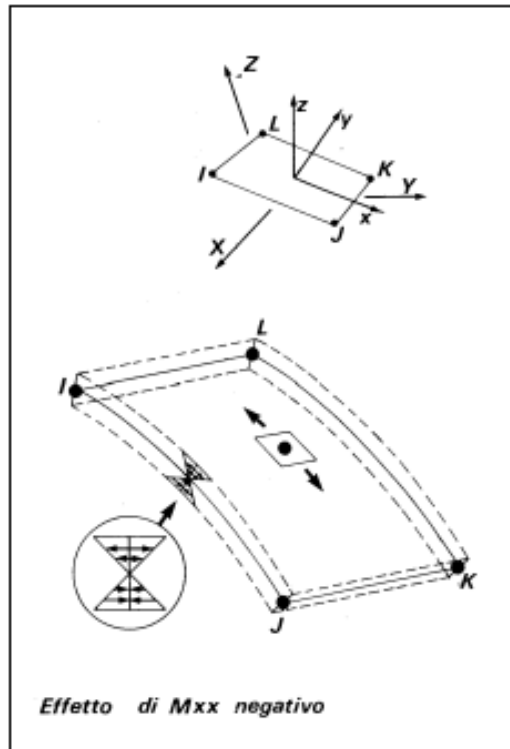
Si riporta di seguito la verifica della sezione più sollecitata nei confronti dei momenti agenti massimi nelle due direzioni, considerando l'armatura aggiuntiva inferiore richiesta.

Figura 12-28: Armatura aggiuntiva superiore.



RELAZIONE DI CALCOLO

Le verifiche sono state condotte rispetto al seguente sistema di riferimento:



Verifica rispetto al momento Mxx negativo

State considerate le seguenti armature, considerando l'estensione delle sezioni con infittimento L=10.00m:

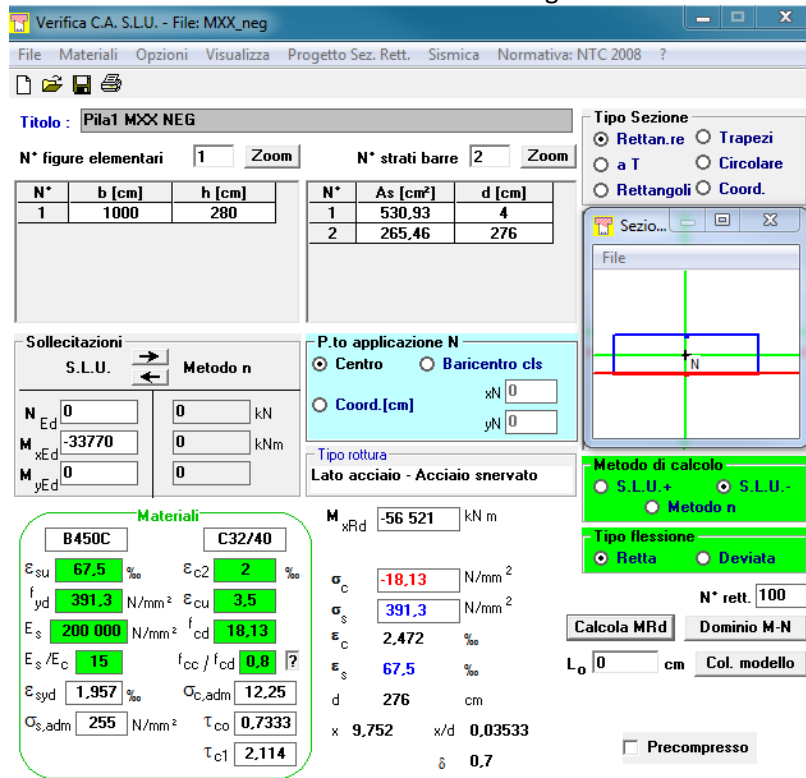
Corrente superiore:

n. 100 ϕ 26 \rightarrow $A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow $A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U. - File: MXX_neg' window. It displays the following data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A_s [cm ²]	d [cm]
1	1000	280	1	530.93	4
			2	265.46	276

Applied loads: $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = -33770$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.

Material properties (B450C and C32/40): $E_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 200000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1.957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰, $f_{cd} = 18.13$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$ N/mm², $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$.

Design parameters: $M_{xRd} = -56521$ kNm, $\sigma_c = -18.13$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm², $\epsilon_c = 2.472$ ‰, $\epsilon_s = 67.5$ ‰, $d = 276$ cm, $x = 9.752$, $x/d = 0.03533$, $\delta = 0.7$.

Calculation method: S.L.U. + Metodo n. Tipo flessione: Retta. N° rett. 100. L₀ 0 cm. Col. modello. Precompresso checkbox is present.

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.59$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento Mxx positivo.

La verifica è stata condotta in corrispondenza delle sezioni dove il momento è positivo L=10.00m.

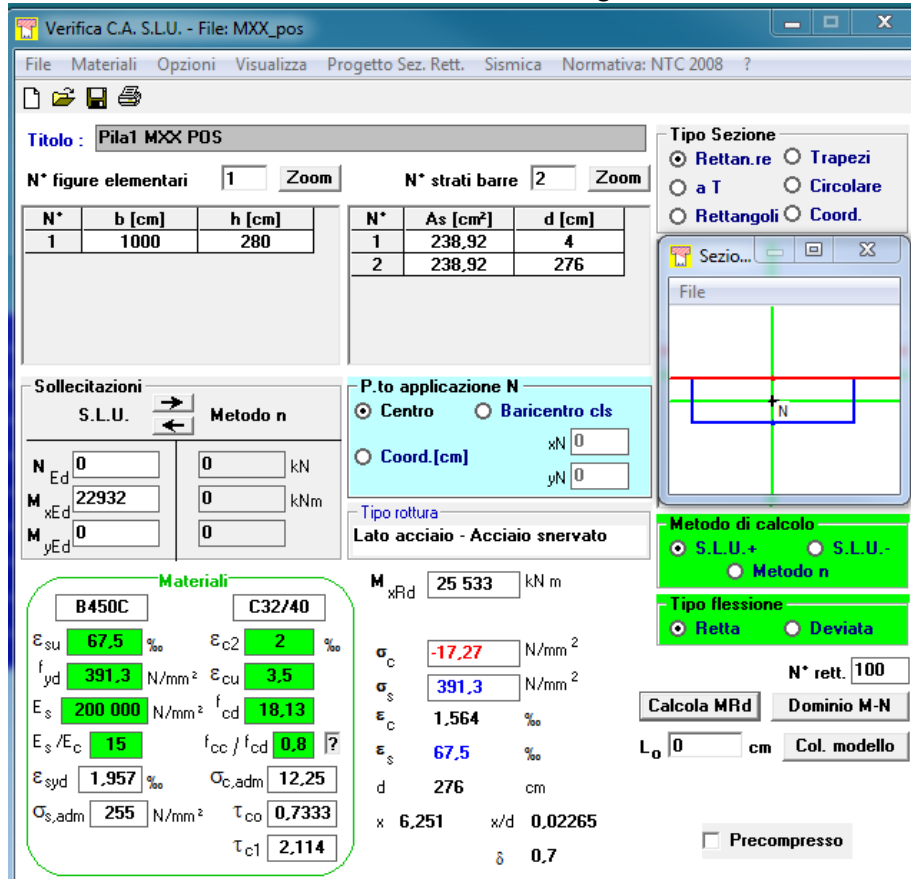
Corrente superiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As= 238.92 cm²

Corrente inferiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As =238.92 cm²

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MXX_pos

Titolo: Pila1 MXX POS

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	238,92	4
			2	238,92	276

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
M_{xEd}: 22932 0 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 18,13
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,7333
 τ_{c1} : 2,114

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

Lato acciaio - Acciaio snervato
M_{xRd}: 25 533 kN m
 σ_c : -17,27 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 1,564 ‰
 ϵ_s : 67,5 ‰
d: 276 cm
x: 6,251 x/d: 0,02265
 δ : 0,7

Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h=MEd/MRd=0.99$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento Myy positivo.

Per la verifica rispetto al momento Myy si è tenuto conto delle seguenti armature per L=32.00m:

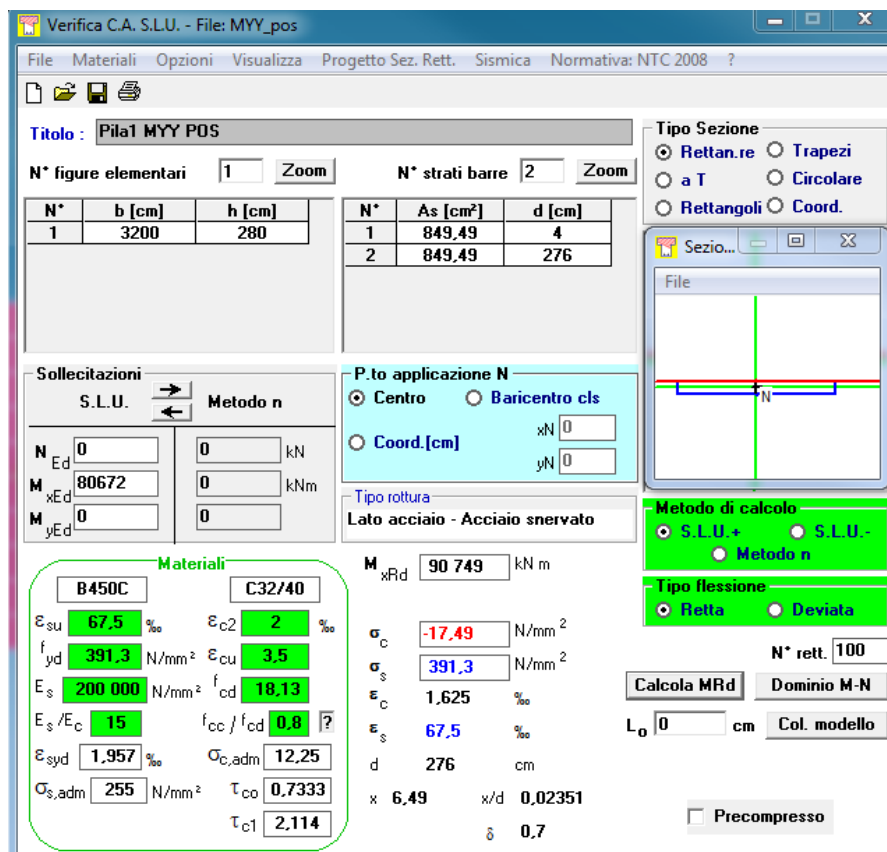
Corrente superiore:

n. 160 ϕ 26 \rightarrow As= 265.46 cm²

Corrente inferiore:

n. 160 ϕ 26 \rightarrow As =265.46 cm²

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Titolo:** Pila1 MYY POS
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849,49	4
			2	849,49	276

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U.+

Materiali: B450C, C32/40

Material Properties:

- ϵ_{su} : 67.5 %
- f_{yd} : 391.3 N/mm²
- E_s : 200 000 N/mm²
- E_s/E_c : 15
- ϵ_{syd} : 1.957 %
- $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
- ϵ_{c2} : 2 %
- ϵ_{cu} : 3.5 %
- f_{cd} : 18.13
- f_{cc}/f_{cd} : 0.8
- $\sigma_{c,adm}$: 12.25
- τ_{co} : 0.7333
- τ_{c1} : 2.114

Calculation Results:

- M_{xRd} : 90 749 kN m
- σ_c : -17.49 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 1.625 %
- ϵ_s : 67.5 %
- d: 276 cm
- x: 6.49
- x/d: 0.02351
- δ : 0.7

Other Parameters:

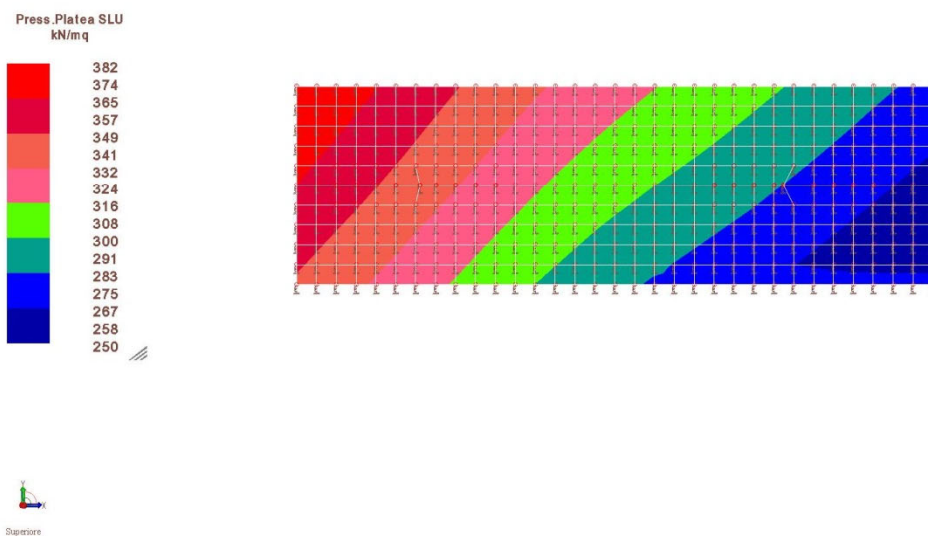
- N_{Ed} : 0 kN
- M_{xEd} : 80672 kNm
- M_{yEd} : 0 kNm
- N_{rett} : 100
- L_0 : 0 cm
- Precompresso:

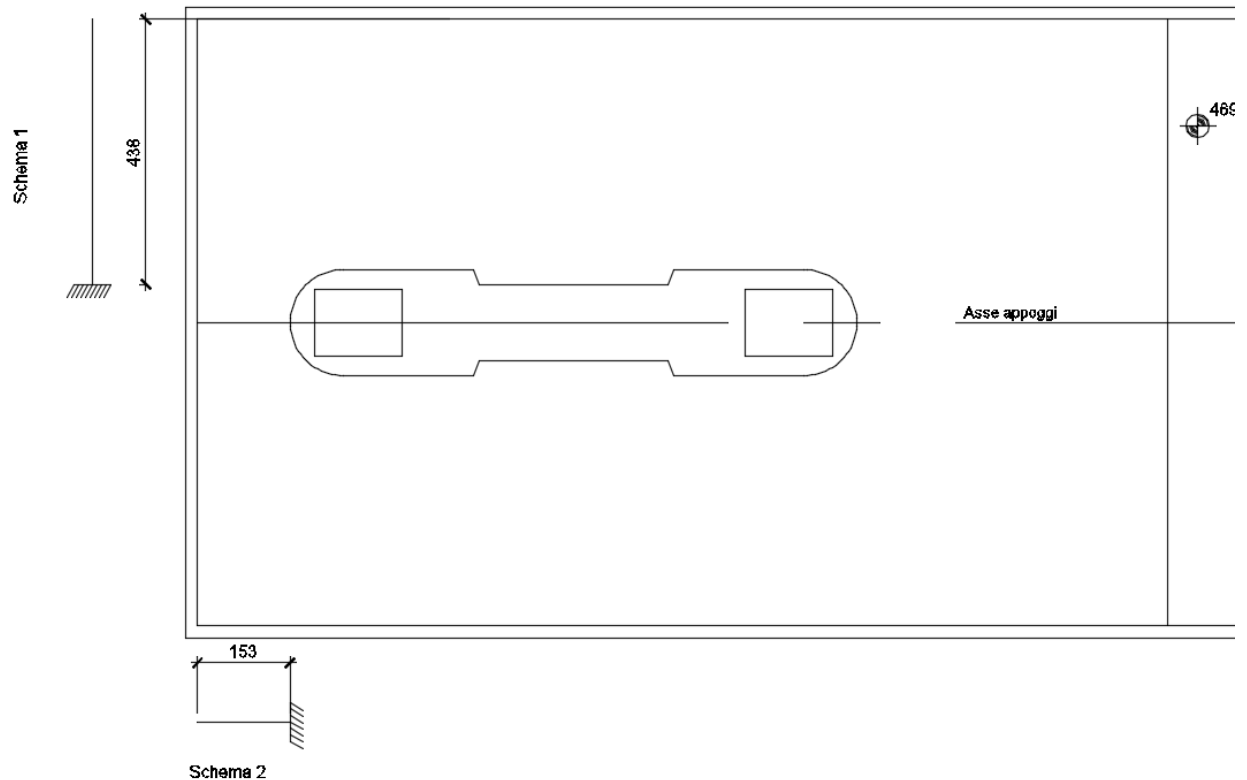
L'indice di resistenza è inferiore all'unità, $h=MEd/MRd= 0.88$: la verifica è soddisfatta.

12.1.4.2 Verifiche a taglio

Per il calcolo dell'armatura a taglio della zattera si è fatto riferimento allo schema di calcolo di una mensola incastrata in corrispondenza della pila e caricata dalla pressione del terreno sottostante.

Figura 12-29: Inviluppo pressioni di contatto fra platea in c.a. e terreno (kPa)





La verifica è stata condotta su una fascia di 1 m.

In riferimento allo schema 1, il taglio agente è $V_{Ed}=1673.16$ kN

In riferimento allo schema 2, il taglio agente è $V_{Ed}=584.46$ kN

La verifica è stata condotta rispetto allo schema 1, in quanto la mensola risulta più sollecitata.

Di seguito si riporta lo sviluppo del calcolo, che comprende la valutazione preliminare di $V_{R,cd}$ e la verifica della specifica armatura a taglio, con valutazione dei vari contributi resistenti.

Si prescrive la seguente armatura a taglio in entrambe le direzioni:

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Spille	12	20

RELAZIONE DI CALCOLO

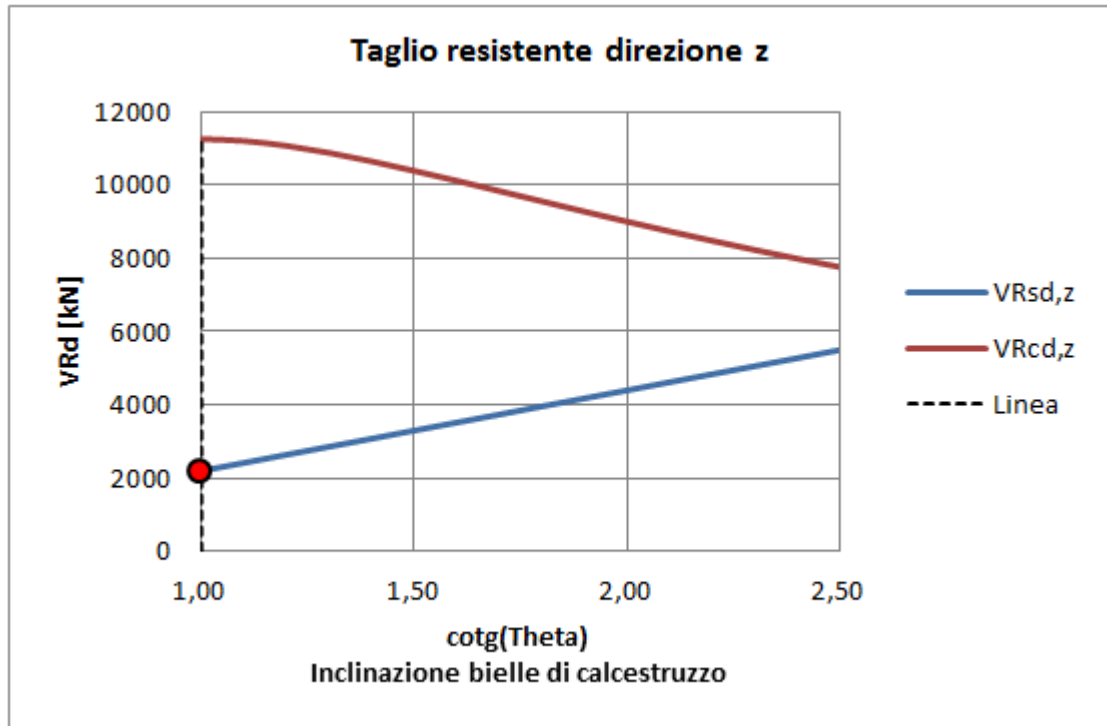
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
Rck ≥	35	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γc	1,5		coefficiente parziale SLU
αcc	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
fck = 0.83 Rck	28	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
fcm = fck + 8	36	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
fcd = α fck / γc	15,87	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
fctm = 0.30 fck(2/3)	2,77	MPa	resistenza a trazione media
fctk 0.05 = 0.7 fctm	1,94	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
fctk 0.95 = 1.3 fctm	3,60	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
fctd = fctk 0.05 / γc	1,29	MPa	resistenza a trazione di progetto
fctm = 1.2 fctm	3,32	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
fctk = 0.7 fctm	2,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
fctk = 1.3 fctm	4,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
Ecm = 22000 (fcm /	32308	MPa	modulo elastico
SLE			
σt = fctm / 1.2	2,31	MPa	stato limite di formazione delle fessure
σc < 0.60 fck	16,80	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
σc < 0.45 fck	12,60	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
fyk ≥	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γs	1,15		coefficiente parziale SLU
fyd = fyk / γs	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
Es	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
σs < 0.80 fyk	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	3	cm	copriferro

Dati geometrici

b =	100,00	cm	Base della sezione (larghezza minima della sezione)
h =	280,00	cm	Altezza della sezione
d' =	4,00	cm	Copriferro
α =	90,00	°	Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

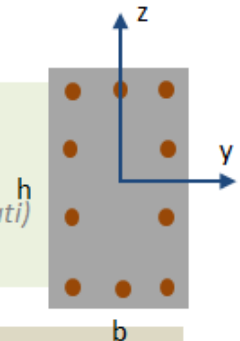
A favore di sicurezza si è assunto il valore dell'angolo θ pari a 45°.

Scegli:	Manuale	<input type="button" value="v"/>
$\theta_z =$	45,00	° Taglio in direzione z (compreso fra 21.81° e 45°)
$\theta_y =$	45,00	° Taglio in direzione y (compreso fra 21.81° e 45°)



Armatura trasversale

$\Phi_{st} =$	12	mm	Diametro delle staffe o dei ferri piegati
$n_b =$	4		Numero di bracci delle staffe
$A_{sw} =$	4,52	cm ²	Area di armatura trasversale (staffe o ferri piegati)
$p_{st} =$	20,00	cm	Passo delle staffe



Sollecitazioni

$V_{Ed,z} =$	1673,16	kN	Taglio sollecitante direz. Z
$V_{Ed,y} =$	0,00	kN	Taglio sollecitante direz. Y
$N_{Ed} =$	0,00	kN	Sforzo normale (solo per i pilastri)

Dati per la verifica sui dettagli costruttivi:

$\phi_{l,min} =$	26,00	mm	Diametro minimo delle barre longitudinali
$\phi_{l,max} =$	26,00	mm	Diametro massimo delle barre longitudinali

Tagli resistenti in direzione Z

$V_{Rcd,z} =$	11260,80	kN	Resistenza lato calcestruzzo ("Taglio compressione")
$V_{Rsd,z} =$	2198,61	kN	Resistenza dell'armatura trasversale ("Taglio trazione")
$V_{Rd,z} =$	2198,61	kN	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica di resistenza a taglio						Ed/Rd	Esito	
Verifica a taglio direz. Z	$V_{Ed,z} =$	1 673,16	\leq	$V_{Rd,z} =$	2 198,61	kN	✓ 0,76	Positivo

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-30: Armatura staffe //y (cm²/m²).

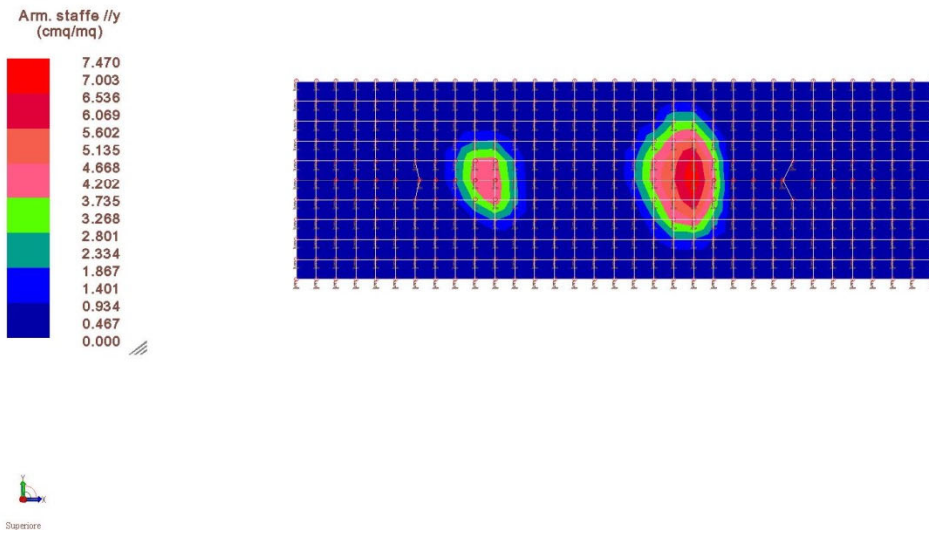
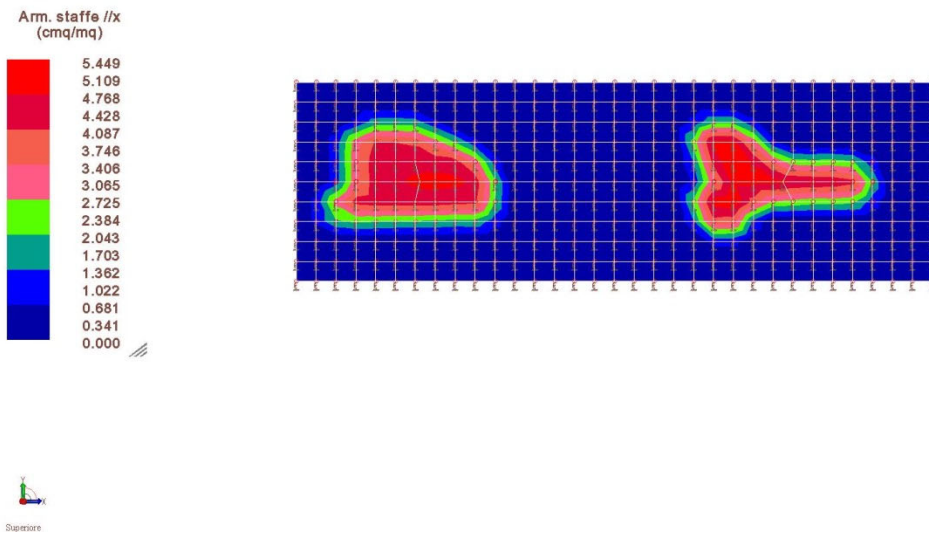


Figura 12-31: Armatura staffe //x (cm²/m²).



12.1.4.2.1 Verifiche tirante-puntone

La verifica è stata condotta in riferimento a metà fondazione.

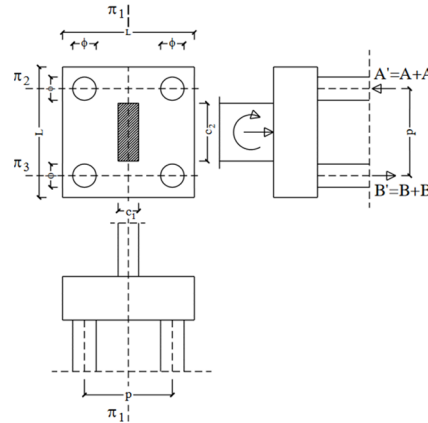
VERIFICHE FONDAZIONI			
Dimensioni Geometriche della Fondazione			
Parametri di Base			
Dimensioni Pila	Ap (x)	930,0	cm
	Bp (y)	175,0	cm
Copriferro Pila	cp	4,0	cm
Interasse pali (x)	ix	0,0	cm
Interasse pali (y)	iy	0,0	cm
φstaffe pila	φst	14	mm
φlong pila	φl	30	mm
Dimensioni fondazione	Ac	1600,0	cm
	Bc	1000,0	cm
Altezza della fondazione	hc	280,0	cm
Copriferro	c	4,0	cm

RELAZIONE DI CALCOLO

Mensola tozza

nx pali=	0
ny pali=	0
Rpx1=	584,46 kN
Rpx2=	0 kN
Rpx3=	0 kN
A'=	584,46 kN
Rpy1=	1673,16 kN
Rpy2=	0 kN
Rpy3=	0 kN
B'=	1673,16 kN

A'=	584,46 kN
B'=	1673,16 kN
$\Theta_{11} = \arct(h/e)$	
$\Theta_{12} = \arct(h/f)$	
$\Theta_{13} = \arct(h/l)$	



piano lungo x $A_c = 1600,0 \text{ cm}$

$a = cp + \phi_{st} + \phi_l / 2 = 6,9 \text{ cm}$
 $b = Ap - 2a = 916,2 \text{ cm}$

$T_{11} = A' / \tan \Theta_{11} = A' e / h = 570,28 \text{ kN}$

$e = (A_c - 2d - b) / 2 = f = 265,4 \text{ cm}$

$dx = 76,5 \text{ cm}$

$h = hc - 2c = 272 \text{ cm}$

armatura inf. $\phi 26$

$p = 20 \text{ cm}$

$n \text{ ferri} = A_c / p = 80$

$A_x = 424,74 \text{ cm}^2$

$Trd = A_s f_{yd} = 16620,39 \text{ kN}$

VERIFICA SODDISFATTA

$T_{12} = B' / \tan \Theta_{12} = B' f / h = 1632,56 \text{ kN}$

armatura sup. $\phi 26$

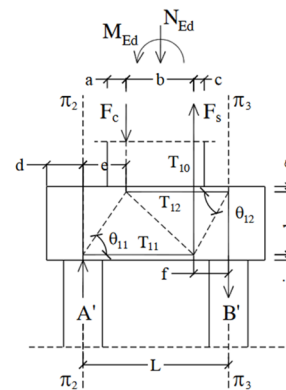
$p = 20 \text{ cm}$

$n \text{ ferri} = A_c / p = 80$

$A_x = 424,74 \text{ cm}^2$

$Trd = A_s f_{yd} = 16620,39 \text{ kN}$

VERIFICA SODDISFATTA



piano lungo y $B_c = 1000,0 \text{ cm}$

$a = cp + \phi_{st} + \phi_l / 2 = 6,9 \text{ cm}$

$b = B_p - 2a = 161,2 \text{ cm}$

$T_{11} = B' / \tan \Theta_{11} = B' e / h = 1232,73 \text{ kN}$

$e = (B_c - 2d - b) / 2 = f = 200,4 \text{ cm}$

$dy = 219 \text{ cm}$

$h = hc - 2c = 272 \text{ cm}$

armatura inf. $\phi 26$

$p = 20 \text{ cm}$

$n \text{ ferri} = A_c / p = 50$

$A_y = 265,46 \text{ cm}^2$

$Trd = A_s f_{yd} = 10387,74 \text{ kN}$

VERIFICA SODDISFATTA

$T_{12} = B' / \tan \Theta_{12} = B' f / h = 1232,73 \text{ kN}$

armatura sup. $\phi 26$

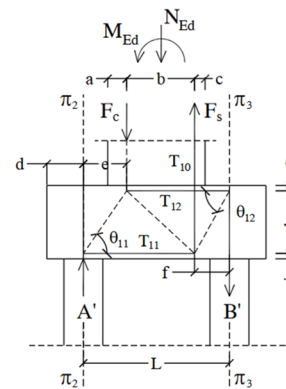
$p = 20 \text{ cm}$

$n \text{ ferri} = A_c / p = 50$

$A_y = 265,46 \text{ cm}^2$

$Trd = A_s f_{yd} = 10387,74 \text{ kN}$

VERIFICA SODDISFATTA

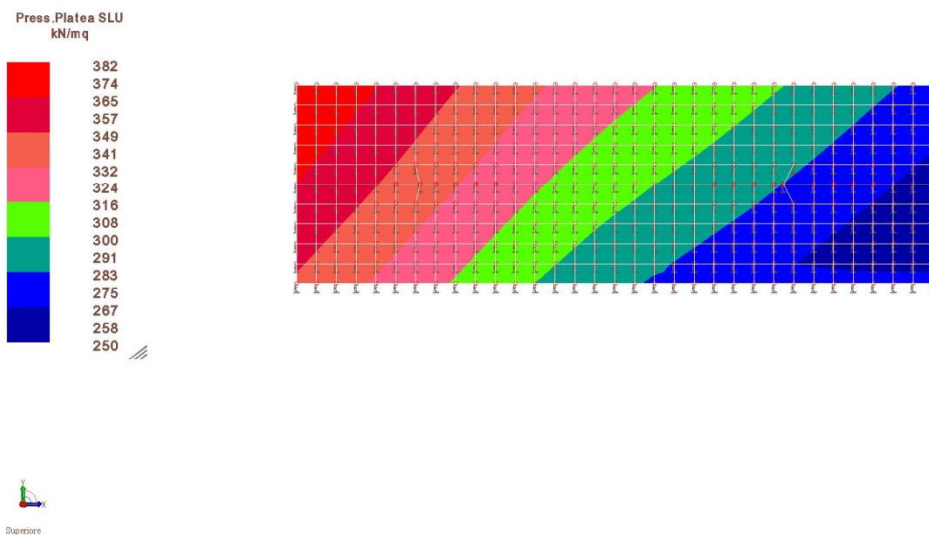


12.1.4.3 Interazione con il terreno

Il calcolo strutturale ha consentito di valutare l'intensità delle forze trasmesse dalla platea al terreno di fondazione.

I valori della pressione di contatto allo **SLV** sono rappresentati nella figura seguente.

Figura 12-32: Involuppo pressioni di contatto fra platea in c.a. e terreno (kPa)



12.1.5 Verifiche SLE

12.1.5.1 Limitazione delle tensioni

Si riportano di seguito i valori delle tensioni dell'armatura e del calcestruzzo per la combinazione caratteristica e quasi permanente.

Momento agente Mxx negativo:

Sono state considerate le seguenti armature, considerando l'estensione delle sezioni con infittimento L=10.00m:

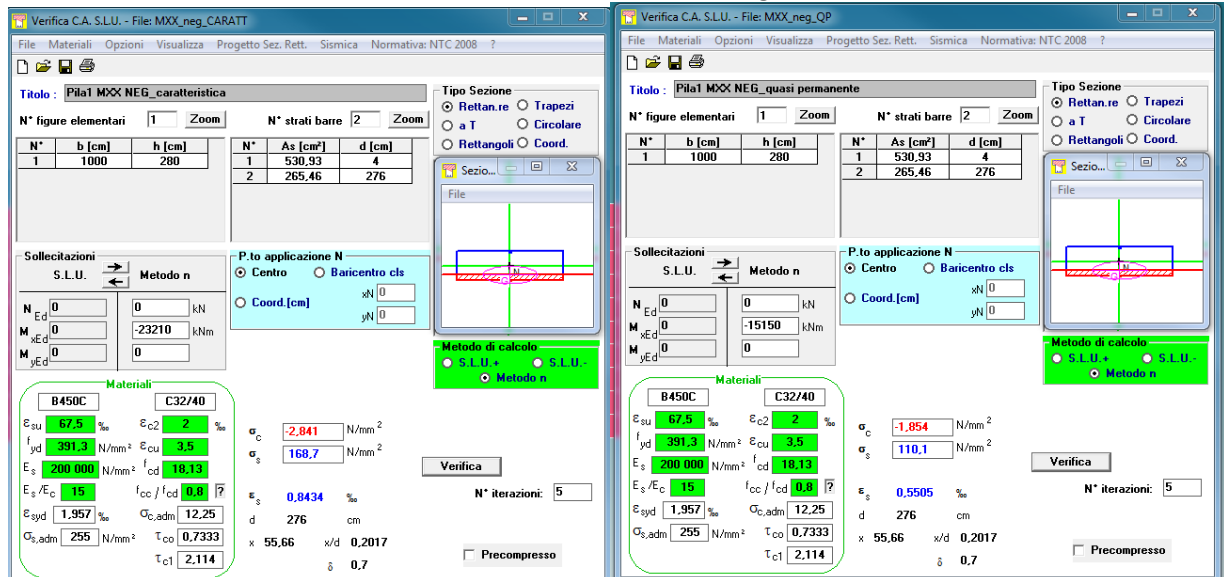
Corrente superiore:

n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{cmax} = 2.84 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{cmax} = 1.85 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{smax} = 168 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

Momento agente Mxx positivo:

Verifica rispetto al momento Mxx positivo.

A causa dell'inversione del momento in mezzzeria, la verifica è stata condotta in corrispondenza delle sezioni dove il momento è positivo L=10.00m.

Corrente superiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As= 265.46 cm²

Corrente inferiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As =265.46 cm²

The screenshots show the following data:

Material	ϵ_{su}	ϵ_{cu}	σ_c	σ_s
B450C	67.5 ‰	3.5 ‰	2.75 N/mm ²	243.9 N/mm ²
C32/40	2 ‰	3.5 ‰	-0.7494 N/mm ²	66.47 N/mm ²

Other parameters shown include: f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200,000 N/mm², f_{cc}/f_{cd} = 0.8, ϵ_s = 1.22 ‰, d = 276 cm, x = 39.92 cm, x/d = 0.1447, δ = 0.7, τ_{c1} = 2.114.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{cmax} = 2.75 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{cmax} = 0.75 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{smax} = 244 \text{ MPa} \leq 0.8 f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

Momento agente Myy:

Per la verifica rispetto al momento Myy si è tenuto conto delle seguenti armature per L=10.00m:

:

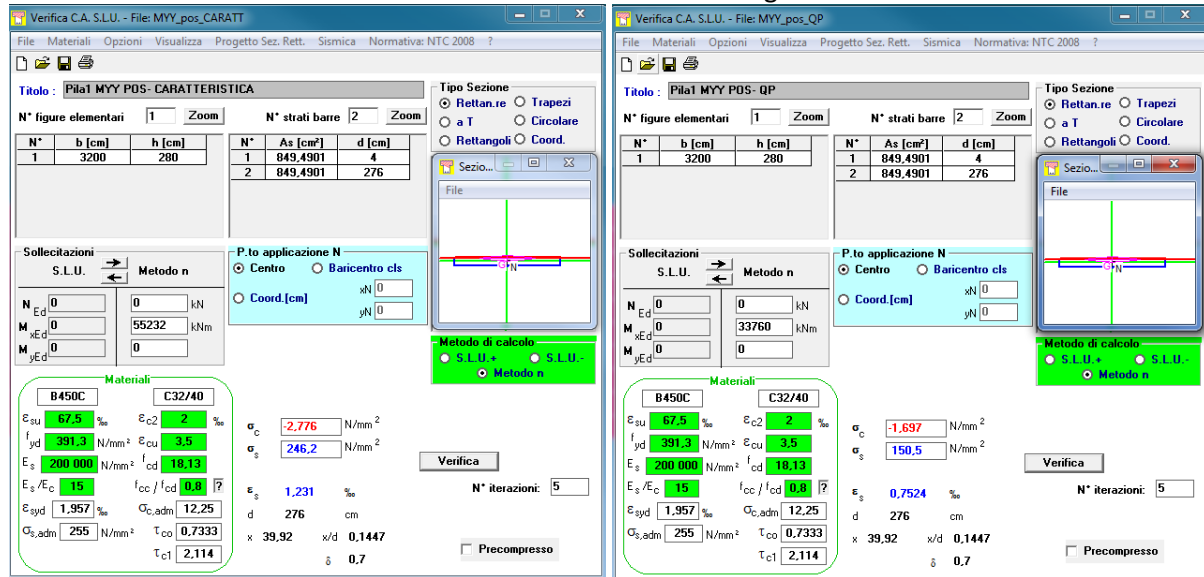
Corrente superiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c\max} = 2.77 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c\max} = 1.69 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

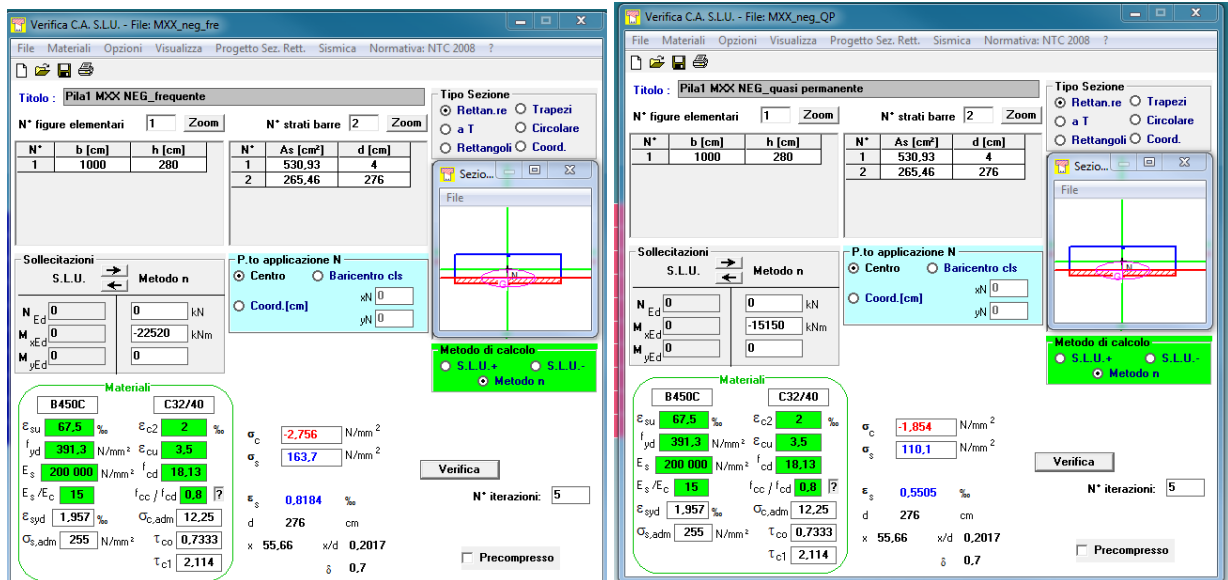
La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s\max} = 246.2 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

12.1.5.2 Limitazione dell'apertura di fessura

Per le combinazioni frequente e quasi permanente, i valori delle tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio per la verifica a fessurazione sono riportati nelle immagini di seguito:

Momento agente Mxx negativo:



Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Momento agente Mxx negativo

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	22520 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	163,7 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c. a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 1,88	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	163,7 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
ϕ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,06 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,087 mm	Valore di calcolo apertura fessure

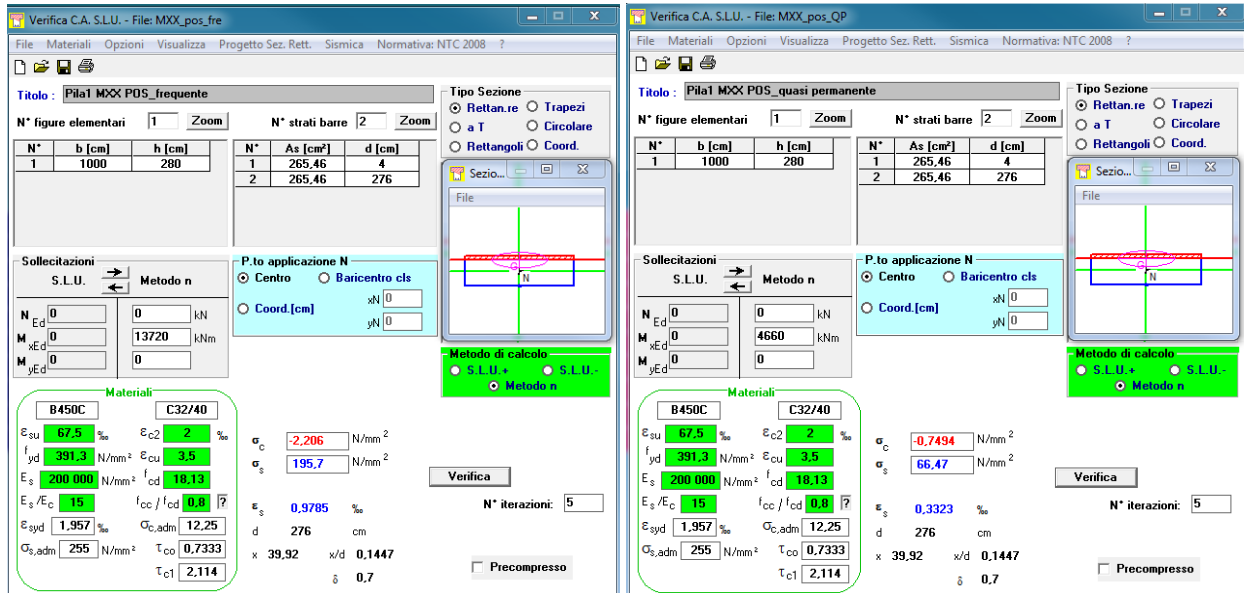
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	15150 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	110,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 2,79	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure - QP</u>		
σ_s	110,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,052 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Mxx positivo:



Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Momento agente M_{xx} positivo

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	13720 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	195,7 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	339,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c. a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 3,02	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure - FREQ</u>		
σ_s	195,7 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	339 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,07 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
W_d	0,149 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	4660 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	66,5 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 8,88	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure - QP</u>		
σ_s	66,5 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
W_d	0,042 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Myy

Verifica C.A. S.L.U. - File: MYY_pos_fre

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Pila1 MYY PDS- freq

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849,49	4
			2	849,49	276

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... File

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN [0] yN [0]

Metodo di calcolo
 S.L.U. Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{cu}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$C_{c,adm}$	12,25
$C_{s,adm}$	255 N/mm²	T_{co}	0,7333
		T_{c1}	2,114

σ_c -2,547 N/mm²
 σ_s 225,9 N/mm²

ϵ_s 1,13 ‰
 d 276 cm
 x 39,92 x/d 0,1447
 δ 0,7

N° iterazioni: 5

Verifica Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: MYY_pos_QP

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Pila1 MYY POS- QP

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849,4901	4
			2	849,4901	276

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezio... File

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN [0] yN [0]

Metodo di calcolo
 S.L.U. Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{cu}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$C_{c,adm}$	12,25
$C_{s,adm}$	255 N/mm²	T_{co}	0,7333
		T_{c1}	2,114

σ_c -1,697 N/mm²
 σ_s 150,5 N/mm²

ϵ_s 0,7524 ‰
 d 276 cm
 x 39,92 x/d 0,1447
 δ 0,7

N° iterazioni: 5

Verifica Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	50688 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	225,9 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	339,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 2,61	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure - FREQ</u>		
σ_s	225,9 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	339 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,08 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,181 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	33760 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	150,5 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 3,92	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

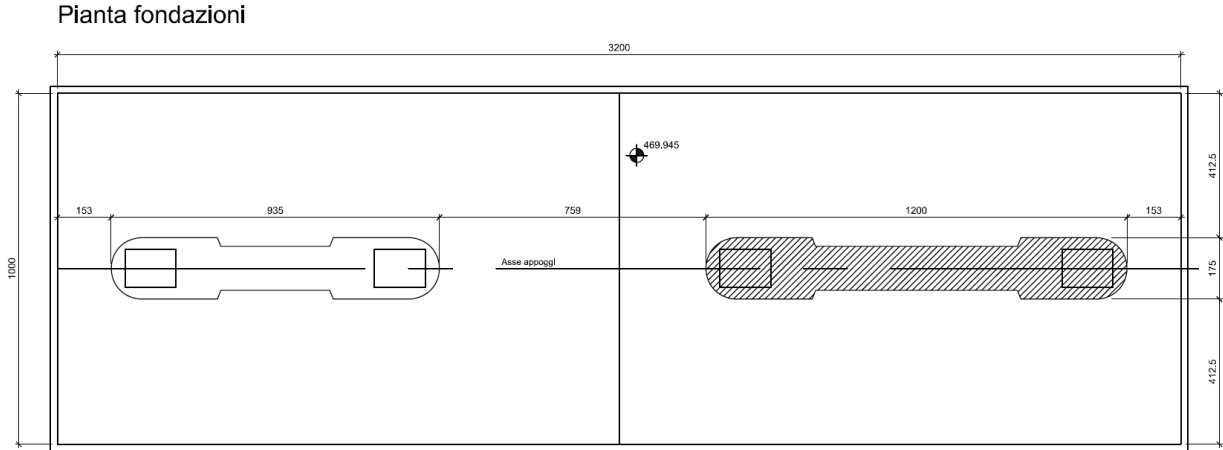
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure - QP</u>		
σ_s	150,5 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,05 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,102 mm	Valore di calcolo apertura fessure

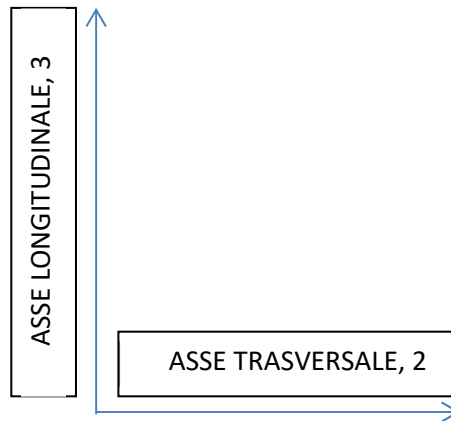
12.2 FONDAZIONE DIRETTA PILA P2

La fondazione in esame, unica per la pila P2 dx, è di tipo diretto e presenta dimensioni in pianta di 10.00 x 32.00 m e spessore pari a 2.80 m.

Figura 12-33: Pianta fondazione pila P2 Dx



Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle sollecitazioni combinate a piede pila, utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni.



12.2.1 Verifica geotecnica della fondazione pila P2

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso 123 che presenta l'asse 1 positivo verso il basso, l'asse 3 lungo l'asse dell'impalcato e l'asse 2 perpendicolare ad esso.

Infine, tali azioni vengono trasportate ad intradosso plinto, tenendo in conto dei momenti flettenti dovuti alla traslazione dei tagli, del peso proprio del plinto e dell'eventuale peso del terreno sovrastante (opportunamente amplificato). Nel trasporto dei momenti si è tenuto conto anche dell'eccentricità del baricentro delle pile rispetto al baricentro della fondazione contribuendo al momento M3. Note tali sollecitazioni, sono state valutate le eccentricità ed effettuate le verifiche del plinto di fondazione.

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.4: Sollecitazioni combinate a piede pila P1

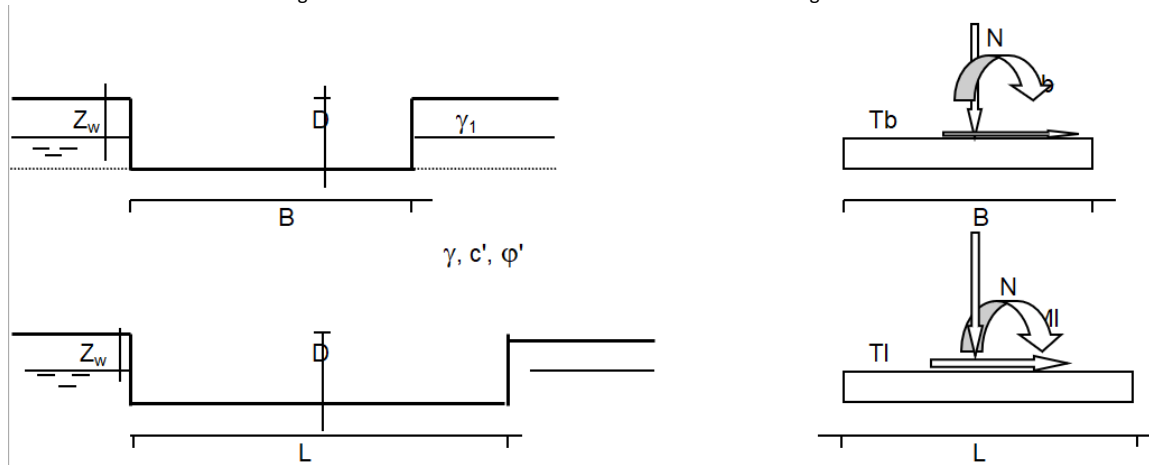
Combinaz	TABLE: Joint Reactions		N	TI	Tb	Mzz	Mb	MI	eb	el
	Joint		F1	F2	F3	M1	M2	M3	e3	e2
	Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	KN-m
1 P2	01 SLU G1 Max Carico		103857.3	1111.647	65.562	487.7734	8133.11	16719.3	0.08	0.16
2 P2	01 SLU G1 Max Carico		75710.69	465.977	-385.979	-670.053	-2449.67	-106906	-0.03	-1.41
3 P2	03 SLU G1 Vento+Max car		97667.18	1755.719	-11.285	326.2171	8967.482	21699.84	0.09	0.22
4 P2	03 SLU G1 Vento+Max car		76526.07	844.92	-437.14	-604.774	-1008.01	-84182.3	-0.01	-1.10
5 P2	05 SLU G2 Fren+Max car		97660.22	974.623	-397.141	44.2559	15059.43	-54.5671	0.15	0.00
6 P2	05 SLU G2 Fren+Max car		76524.89	353.377	-785.815	-852.047	5952.94	-97256.9	0.08	-1.27
7 P2	09 SLE G1 Max car		77656.3	757.262	56.769	369.5999	6067.915	11069.63	0.08	0.14
8 P2	09 SLE G1 Max car		56802.86	300.651	-286.901	-489.571	-1986.23	-79980.8	-0.03	-1.41
9 P2	11 SLE G1 Vento+Max car		73064.6	1185.725	3.302	252.5586	6566.433	13387.48	0.09	0.18
10 P2	11 SLE G1 Vento+Max car		57408.55	554.198	-318.519	-435.747	-971.878	-63847.7	-0.02	-1.11
11 P2	13 SLE G2 Fren+Max car		73059.06	655.75	-286.005	40.9374	11197.68	-1370.1	0.15	-0.02
12 P2	13 SLE G2 Fren+Max car		57406.88	217.258	-583.04	-624.231	4238.701	-72818.8	0.07	-1.27
13 P2	15 SLE G1 Max carico (Freq)		73073.09	91.893	81.8	314.5028	3895.85	-17140.2	0.05	-0.23
14 P2	15 SLE G1 Max carico (Freq)		57426.69	-57.045	-178.055	-315.987	-2194.13	-79909.1	-0.04	-1.39
15 P2	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)		73071.39	310.66	66.1	302.1138	4429.966	-11034.7	0.06	-0.15
16 P2	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)		57423.06	65.203	-206.147	-339.934	-1949.68	-76696.8	-0.03	-1.34
17 P2	19 SLE Quasi Perm		59306.42	59.867	1.994	31.8089	2017.133	-47113.2	0.03	-0.79
18 P2	19 SLE Quasi Perm		59270.9	-18.951	-97.96	-8.57725	-319.929	-50416.2	-0.01	-0.85
19 P2	20 SLC 1+0,3		60514.96	2179.987	7336.513	913.7895	134359.2	3686.609	2.22	0.06
20 P2	20 SLC 1+0,3		58062.36	-2139.07	-7432.48	-890.558	-132662	-101216	-2.28	-1.74
21 P2	24 SLC 0,3+1		60073.98	4374.568	3410.864	725.973	63641.34	63507	1.06	1.06
22 P2	24 SLC 0,3+1		58503.34	-4333.65	-3506.83	-702.741	-61944.1	-161036	-1.06	-2.75
23 P2	28 SLC Z		59297.25	-85.092	-578.399	-136.091	9840.729	-50354	0.17	-0.85
24 P2	28 SLC Z		59261.74	-163.911	-678.352	-176.486	7503.67	-53657	0.13	-0.91
25 P2	29 SLV 1+0,3		60089.15	1446.042	4796.937	601.6795	88537.08	-13860.1	1.47	-0.23
26 P2	29 SLV 1+0,3		58488.17	-1405.13	-4892.9	-578.448	-86839.9	-83669.3	-1.48	-1.43
27 P2	33 SLV 0,3+1		59803.52	2880.903	2230.528	482.4203	42304.36	25239.17	0.71	0.42
28 P2	33 SLV 0,3+1		58773.8	-2839.99	-2326.49	-459.189	-40607.2	-122769	-0.69	-2.09
29 P2	37 SLV Z		59301.99	-10.256	-278.769	-49.4167	5801.765	-48680.9	0.10	-0.82
30 P2	37 SLV Z		59266.47	-89.075	-378.723	-89.8029	3464.703	-51983.9	0.06	-0.88
31 P2	38 SLD 1+0,3		59505.49	385.51	1142.005	257.4006	22501.88	-39384.7	0.38	-0.66
32 P2	38 SLD 1+0,3		59071.83	-344.595	-1237.97	-234.16	-20804.7	-58144.6	-0.35	-0.98
33 P2	42 SLD 0,3+1		59432.91	722.112	531.638	181.5987	11550.08	-30184.8	0.19	-0.51
34 P2	42 SLD 0,3+1		59144.41	-681.196	-627.605	-158.358	-9852.88	-67344.5	-0.17	-1.14
35 P2	46 SLD Z		59306.08	54.547	-19.304	25.65805	2304.218	-47232.1	0.04	-0.80
36 P2	46 SLD Z		59270.56	-24.271	-119.257	-14.7369	-32.8405	-50535.1	0.00	-0.85
37 P2	47 SLO 1+0,3		59449.23	277.165	781.975	161.5551	15956.86	-42009.6	0.27	-0.71
38 P2	47 SLO 1+0,3		59128.09	-236.248	-877.941	-138.323	-14259.7	-55519.7	-0.24	-0.94
39 P2	51 SLO 0,3+1		59397.21	500.666	364.113	120.3525	8497.229	-35882.7	0.14	-0.60
40 P2	51 SLO 0,3+1		59180.11	-459.751	-460.08	-97.112	-6800.03	-61646.7	-0.11	-1.04
41 P2	55 SLO Z		59306.25	57.149	-8.887	28.66585	2163.81	-47173.9	0.04	-0.80
42 P2	55 SLO Z		59270.73	-21.669	-108.841	-11.7202	-173.251	-50476.9	0.00	-0.85
43 P2	06 SLU G2 Fcentr+Max car		97671.61	989.408	31.744	357.5198	7437.868	305.1411	0.08	0.00
44 P2	06 SLU G2 Fcentr+Max car		76536.28	368.162	-356.93	-538.783	-1668.62	-96897.2	-0.02	-1.27

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla combinazione SLU n.1 (Massimo valore di sforzo normale) e alle combinazioni 20 e 22 caratterizzate dal massimo valore dell'eccentricità nelle due direzioni.

Nella tabella è riportata la corrispondente simbologia delle sollecitazioni utilizzate nel foglio di calcolo (N=F1; Tb=F3, TI=T2; Mzz=M1; Mb=M2; MI=M3).

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-34: Sistema di riferimento utilizzato nelle verifiche geotecniche.



Si riportano nel seguito le sintesi delle verifiche eseguite in condizioni drenate e non drenate:

Combinazione	Condizioni drenate					
	q _{es} [kPa]	q _{lim} [kPa]	FS [-]	T [kN]	T _{max} [kN]	FS[-]
1	333.07	1648.02	4.95	1113.58	56549.41	50.78
20	112.30	1625.97	14.48	7734.17	41801.98	5.40
22	128.73	1562.25	12.14	5574.80	40143.26	7.20

Combinazione	Condizioni non drenate					
	q _{es} [kPa]	q _{lim} [kPa]	FS [-]	T [kN]	T _{max} [kN]	FS[-]
1	366.38	500.92	1.37	1224.94	46205.89	37.72
20	123.53	476.90	3.86	8507.59	76613.69	9.01
22	141.60	480.38	3.39	6132.28	67344.79	10.98

Si riporta nel seguito i tabulati di verifica in condizioni drenate e non drenate per la combinazione n.20, le altre verifiche son riportate in allegato.

RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione 20 – condizioni drenata

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

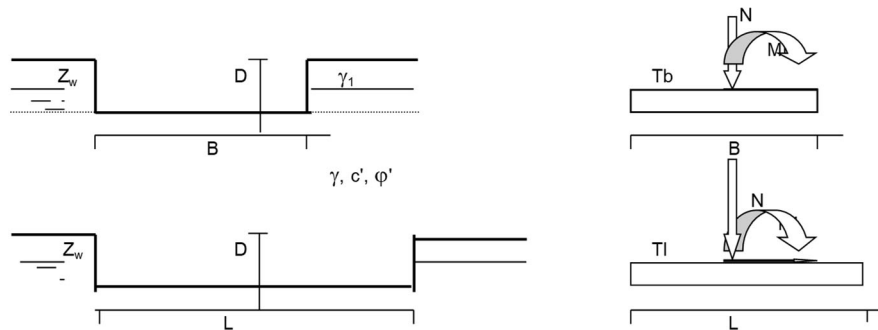
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		azioni		coefficienti parziali		resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10.00 (m)
L = 32.00 (m)
D = 4.80 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	58062.36	0.00	58062.36
Mb [kNm]	-132662.00	0.00	-132662.00
MI [kNm]	-101215.96	0.00	-101215.96
Tb [kN]	-2139.07	0.00	-2139.07
TI [kN]	-7432.48	0.00	-7432.48
H [kN]	7734.17	0.00	7734.17

RELAZIONE DI CALCOLO

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.30 & (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.30 & (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 32.70 & (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 & (^{\circ})\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 32.70 & (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 & (^{\circ})\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$\begin{aligned}Z_w &= 22.00 & (\text{m}) \\ e_B &= -2.28 & (\text{m}) \\ e_L &= -1.74 & (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 14.57 & (\text{m}) \\ L^* &= 35.49 & (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 97.44 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot \varphi')}$$

$$N_q = 12.64$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 23.25$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 13.66$$

s_c, s_q, s_y : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.22$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.21$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_y = 0.84$$

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.71 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 16.06 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.29 \quad m = 1.32 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

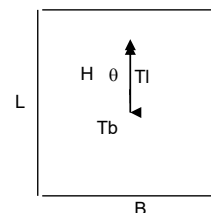
$$i_q = 0.89$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.88$$

$$i_y = (1 - H / (N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.82$$



RELAZIONE DI CALCOLO

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.10$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.11$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3739.72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 112.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1625.97 \geq q = 112.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 7734.17 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 45982.18 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 41801.98 \geq H_d = 7734.17 \quad (\text{kN})$$

Combinazione 20- condizione non drenata

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.30 && (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.30 && (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = -2.28 \quad (\text{m})$$

$$e_L = -1.74 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 14.57 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 35.49 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 97.44 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.08$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.71$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.29$$

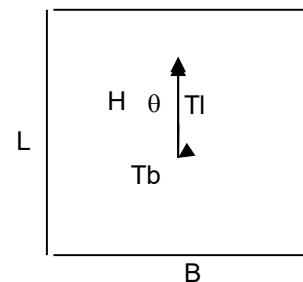
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 16.06 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.32$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.97$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.13$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1096.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 123.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 476.9 \geq q = 123.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 8507.59 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 84275.05 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 76613.69 \geq H_d = 8507.59 \quad (\text{kN})$$

12.2.1.1 Calcolo dei cedimenti

La condizione di carico a cui si fa riferimento per le verifiche è quella corrispondente alla combinazione n.17 SLE Quasi Permanente.

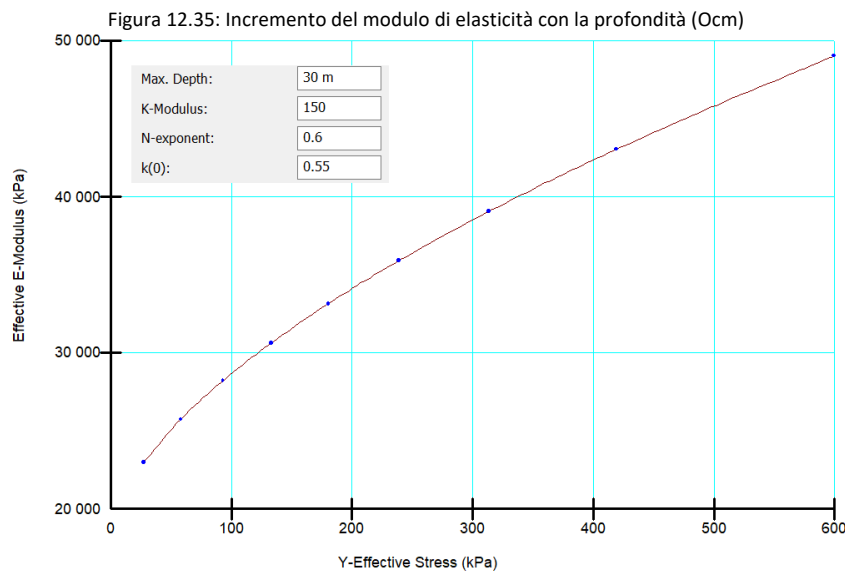
Nel calcolo dei cedimenti è stato considerato il naturale incremento del modulo di elasticità iniziale con la profondità:

$$E_i = K_L P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

dove:

- K_L è il numero del modulo e l'esponente del modulo; entrambi questi parametri sono numeri adimensionali (un valore tipico per l'esponente modulo è circa 0,5)
- la pressione atmosferica P_a viene introdotta per rendere il rapporto indipendente dall'unità impostata.
- σ_3 tensione di confinamento pari a $k_0 \cdot \sigma_1$

Per il calcolo dei cedimenti è stato considerato, relativamente alla formazione più profonda Ocm un modulo di elasticità pari a 40 MPa.



Mentre relativamente alla formazione più superficiale Mc è stato considerato il valore del modulo di elasticità definito nella tabella dei parametri geotecnici pari a 50 MPa.

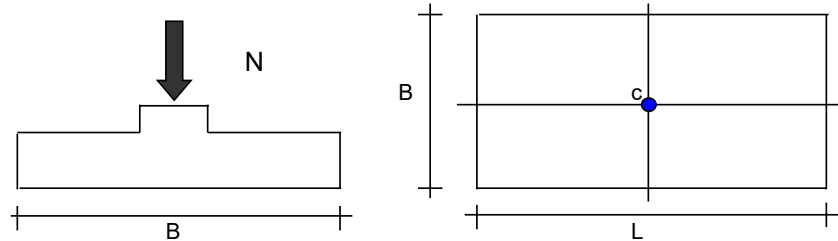
Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento pari a 4.47 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-36: Input di calcolo e verifiche
CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3) / (1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

- B = 10.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 32.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 59306 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 185.33 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Mc	9.00	0.0	9.0	1.0	50000	0.30	1.94
2	Ocm	31.00	9.0	40.0	2.0	40000	0.30	2.53
-		10.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		60.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 4.47 \text{ (cm)}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	ν	δi	$\Sigma \delta i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	1.0	1							50000	0.30		
1.00	1.0	1	16.01	5.02	16.77	173.20	159.85	149.81	50000	0.30	0.16	0.16
2.00	1.0	1	16.07	5.22	16.83	153.04	28.91	22.01	50000	0.30	0.28	0.44
3.00	1.0	1	16.19	5.59	16.95	139.13	20.99	11.18	50000	0.30	0.26	0.70
4.00	1.0	1	16.38	6.10	17.12	128.42	15.56	4.41	50000	0.30	0.24	0.94
5.00	1.0	1	16.62	6.73	17.36	118.78	11.75	0.44	50000	0.30	0.23	1.17
6.00	1.0	1	16.92	7.43	17.64	109.67	8.96	-1.78	50000	0.30	0.22	1.39
7.00	1.0	1	17.27	8.20	17.98	101.09	6.87	-2.96	50000	0.30	0.20	1.59
8.00	1.0	1	17.67	9.01	18.36	93.14	5.25	-3.52	50000	0.30	0.19	1.77
9.00	1.0	1	18.12	9.86	18.79	85.85	3.99	-3.74	50000	0.30	0.17	1.94
11.00	2.0	2	18.87	11.18	19.52	76.12	2.57	-3.71	40000	0.30	0.19	2.13
13.00	2.0	2	20.00	13.00	20.62	65.16	1.29	-3.40	40000	0.30	0.33	2.46
15.00	2.0	2	21.26	14.87	21.84	56.11	0.49	-3.01	40000	0.30	0.28	2.75
17.00	2.0	2	22.63	16.76	23.17	48.60	-0.01	-2.63	40000	0.30	0.25	2.99
19.00	2.0	2	24.08	18.68	24.60	42.33	-0.32	-2.29	40000	0.30	0.22	3.21
21.00	2.0	2	25.61	20.62	26.10	37.07	-0.50	-2.00	40000	0.30	0.19	3.40
23.00	2.0	2	27.20	22.56	27.66	32.64	-0.60	-1.75	40000	0.30	0.17	3.56
25.00	2.0	2	28.84	24.52	29.27	28.89	-0.65	-1.54	40000	0.30	0.15	3.71
27.00	2.0	2	30.53	26.48	30.94	25.69	-0.66	-1.36	40000	0.30	0.13	3.84
29.00	2.0	2	32.25	28.44	32.63	22.96	-0.66	-1.21	40000	0.30	0.12	3.96
31.00	2.0	2	34.00	30.41	34.37	20.61	-0.64	-1.08	40000	0.30	0.11	4.07
33.00	2.0	2	35.78	32.39	36.12	18.58	-0.61	-0.97	40000	0.30	0.10	4.16
35.00	2.0	2	37.58	34.37	37.91	16.82	-0.58	-0.88	40000	0.30	0.09	4.25
37.00	2.0	2	39.40	36.35	39.71	15.29	-0.55	-0.79	40000	0.30	0.08	4.33
39.00	2.0	2	41.23	38.33	41.53	13.95	-0.52	-0.72	40000	0.30	0.07	4.40
40.00	2.0	2	42.15	39.32	42.45	13.34	-0.51	-0.69	40000	0.30	0.07	4.47

12.2.2 Verifica strutturale del plinto di fondazione

La verifica a flessione e taglio della platea di fondazione viene condotta facendo riferimento alle sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione, al peso della platea e al peso del terreno sovrastante la stessa, per ciascuna combinazione di carico definita.

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso XYZ che presenta l'asse Y lungo l'asse dell'impalcato, l'asse X perpendicolare ad esso e l'asse Z positivo verso l'alto

Si riporta di seguito una schematizzazione del sistema di riferimento utilizzato per le verifiche strutturali della fondazione.

F1=-FZ

F2=FX

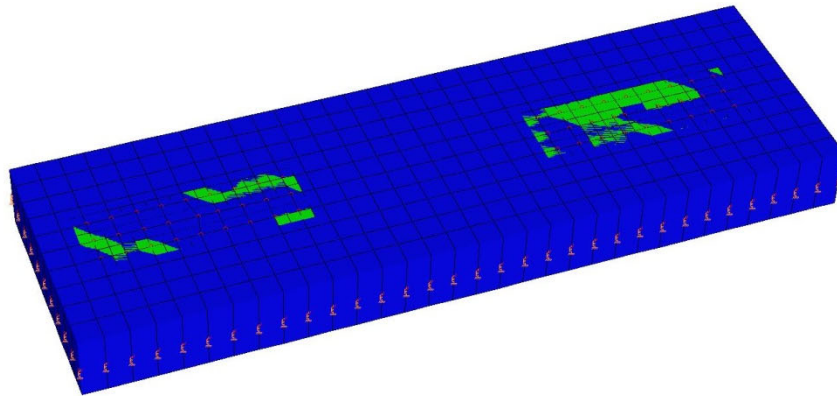
F3=FY

M1=MZ

M2=-MX

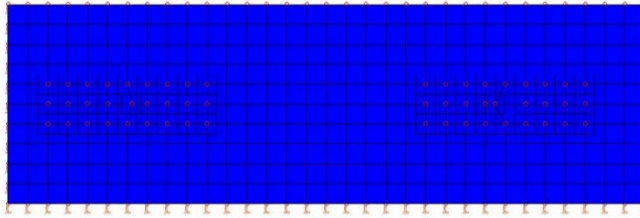
M3=-MY

Figura 12-37: Modello di calcolo fondazione pila



Prospettiva

Figura 12-38: Modello di calcolo fondazione pila-pianta.



RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.5: Sollecitazioni elementari piede pila P2 Dx

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P2	01 SLU G1 Max Carico	30005,673	545,158	37,629	301,4752	3981,3633	37883,4274
P2	01 SLU G1 Max Carico	13932,208	235,679	-191,273	-205,9313	-791,7244	-22129,9881
P2	03 SLU G1 Vento+Max car	26472,194	863,124	-1,275	231,2429	4508,6803	40399,7842
P2	03 SLU G1 Vento+Max car	14398,844	422,43	-216,666	-152,6523	19,3807	-10442,3437
P2	05 SLU G2 Fren+Max car	26467,94	478,392	-192,428	242,3649	8103,6771	30816,5798
P2	05 SLU G2 Fren+Max car	14397,47	179,409	-389,547	-139,3889	3994,5766	-16181,6816
P2	09 SLE G1 Max car	21963,857	371,142	31,907	223,8328	2965,8387	27589,9871
P2	09 SLE G1 Max car	10054,813	152,564	-142,488	-151,8634	-670,3986	-16632,6465
P2	11 SLE G1 Vento+Max car	19342,773	582,71	4,808	172,0247	3291,7743	28849,7368
P2	11 SLE G1 Vento+Max car	10401,39	277,444	-158,19	-111,885	-105,3569	-8280,3156
P2	13 SLE G2 Fren+Max car	19339,434	321,68	-138,522	179,9745	6019,03	22349,1767
P2	13 SLE G2 Fren+Max car	10399,97	110,888	-289,34	-102,5076	2875,3649	-12218,2981
P2	15 SLE G1 Max carico (Freq)	19347,014	43,673	43,872	178,52	1845,1336	15392,2671
P2	15 SLE G1 Max carico (Freq)	10410,429	-25,407	-88,674	-101,8206	-918,3325	-15331,3412
P2	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	19346,166	151,481	36,059	177,221	2134,4617	18083,7611
P2	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	10408,621	35,163	-102,577	-103,8335	-755,7374	-13921,1361
P2	19 SLE Quasi Perm	11487,353	29,203	2,452	30,6981	1018,3154	2887,8827
P2	19 SLE Quasi Perm	11464,149	-8,898	-49,059	30,1163	-53,1426	1422,7728
P2	20 SLC 1+0,3	11839,311	1106,483	3897,97	178,8573	60872,0025	28322,5188
P2	20 SLC 1+0,3	11112,191	-1086,178	-3944,577	-118,0429	-59906,8298	-24011,8634
P2	24 SLC 0,3+1	11711,612	2246,378	1804,931	177,5337	28742,0851	55127,6225
P2	24 SLC 0,3+1	11239,89	-2226,073	-1851,538	-116,7193	-27776,9124	-50816,967
P2	28 SLC Z	11482,083	-45,723	-299,066	38,5789	5948,9691	1433,686
P2	28 SLC Z	11458,879	-83,825	-350,576	37,9971	4877,5111	-31,4239
P2	29 SLV 1+0,3	11715,739	733,518	2549,504	127,5711	40152,4068	19516,6455
P2	29 SLV 1+0,3	11235,763	-713,214	-2596,111	-66,7567	-39187,234	-15205,99
P2	33 SLV 0,3+1	11632,91	1478,769	1180,985	126,7028	19144,8816	37041,6221
P2	33 SLV 0,3+1	11318,592	-1458,464	-1227,592	-65,8884	-18179,7089	-32730,9666
P2	37 SLV Z	11484,803	-7,042	-143,406	34,5104	3403,4989	2184,421
P2	37 SLV Z	11461,6	-45,144	-194,917	33,9286	2332,0408	719,3112
P2	38 SLD 1+0,3	11544,412	193,796	603,255	53,8067	10188,752	6773,5348
P2	38 SLD 1+0,3	11407,09	-173,492	-649,863	7,0077	-9223,5793	-2462,8794
P2	42 SLD 0,3+1	11523,698	367,582	280,28	53,4018	5261,6438	10859,9739
P2	42 SLD 0,3+1	11427,804	-347,278	-326,888	7,4126	-4296,4711	-6549,3184
P2	46 SLD Z	11487,159	26,453	-8,613	30,9873	1199,2459	2834,5209
P2	46 SLD Z	11463,956	-11,648	-60,123	30,4055	127,7879	1369,411
P2	47 SLO 1+0,3	11527,75	136,805	414,816	46,4373	7269,4724	5427,6879
P2	47 SLO 1+0,3	11423,752	-116,5	-461,423	14,3771	-6304,2997	-1117,0324
P2	51 SLO 0,3+1	11513,081	250,408	193,129	46,0059	3910,5932	8098,2481
P2	51 SLO 0,3+1	11438,421	-230,104	-239,737	14,8085	-2945,4205	-3787,5926
P2	55 SLO Z	11487,254	27,798	-3,201	30,8458	1110,7555	2860,6193
P2	55 SLO Z	11464,05	-10,303	-54,712	30,2641	39,2975	1395,5094
P2	06 SLU G2 Fcentr+Max car	26474,187	482,766	20,017	232,4492	3685,5155	30889,9768
P2	06 SLU G2 Fcentr+Max car	14403,716	183,783	-177,102	-149,3045	-423,585	-16108,2847

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.6: Sollecitazioni elementari piede pila P2 Sx

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P2	01 SLU G1	Combinat	Max	31575,39	566,489	27,933	233,4286	3968,174	32085,03
P2	01 SLU G1	Combinat	Min	19502,22	230,298	-194,706	-171,23	-577,204	-11015,4
P2	03 SLU G1	Combinat	Max	28918,73	892,595	-10,01	184,9189	4490,4	36831,49
P2	03 SLU G1	Combinat	Min	19850,96	422,49	-220,474	-121,162	196,6047	-1600,85
P2	05 SLU G2	Combinat	Max	28916,02	496,231	-204,713	185,7473	8067,746	26857,26
P2	05 SLU G2	Combinat	Min	19851,16	173,968	-396,268	-118,887	4158,646	-7545,8
P2	09 SLE G1	Combinat	Max	23172,25	386,12	24,862	173,8471	2943,123	23215,26
P2	09 SLE G1	Combinat	Min	14227,84	148,087	-144,413	-125,906	-512,51	-8468,39
P2	11 SLE G1	Combinat	Max	21201,62	603,015	-1,506	137,8145	3265,413	26104,85
P2	11 SLE G1	Combinat	Min	14486,96	276,754	-160,329	-88,7013	25,3324	-1812,97
P2	13 SLE G2	Combinat	Max	21199,43	334,07	-147,483	138,4737	5979,466	19338,82
P2	13 SLE G2	Combinat	Min	14486,71	106,37	-293,7	-87,0779	2995,848	-5892,8
P2	15 SLE G1	Combinat	Max	21205,88	48,22	37,928	136,79	1821,677	12103,22
P2	15 SLE G1	Combinat	Min	14496,06	-31,638	-89,381	-87,3154	-777,248	-9099,12
P2	17 SLE G1	Combinat	Max	21205,03	159,179	30,041	136,9949	2110,424	14903,54
P2	17 SLE G1	Combinat	Min	14494,24	30,04	-103,57	-87,5926	-616,732	-7641,89
P2	19 SLE Qu	Combinat	Max	15298,87	30,664	-0,458	27,1916	993,2339	3835,523
P2	19 SLE Qu	Combinat	Min	15286,55	-10,053	-48,901	25,9403	7,5015	2296,974
P2	20 SLC 1+0	Combinat	Max	16155,45	1073,504	3438,543	112,8854	52944,97	28836,21
P2	20 SLC 1+0	Combinat	Min	14429,97	-1052,89	-3487,9	-59,7535	-51944,2	-22703,7
P2	24 SLC 0,3	Combinat	Max	15842,17	2128,19	1605,933	121,6623	25348,83	53659,89
P2	24 SLC 0,3	Combinat	Min	14743,25	-2107,58	-1655,29	-68,5303	-24348,1	-47527,4
P2	28 SLC Z	Combinat	Max	15294,97	-39,369	-279,333	29,7655	5511,277	2461,521
P2	28 SLC Z	Combinat	Min	15282,66	-80,086	-327,776	28,5142	4525,545	922,9715
P2	29 SLV 1+C	Combinat	Max	15853,21	712,524	2247,433	83,1951	34953,25	20179,07
P2	29 SLV 1+C	Combinat	Min	14732,21	-691,912	-2296,79	-30,0632	-33952,5	-14046,6
P2	33 SLV 0,3	Combinat	Max	15650,41	1402,134	1049,543	88,952	16914	36412,21
P2	33 SLV 0,3	Combinat	Min	14935,01	-1381,52	-1098,9	-35,82	-15913,3	-30279,7
P2	37 SLV Z	Combinat	Max	15296,98	-3,214	-135,363	28,4367	3178,819	3170,855
P2	37 SLV Z	Combinat	Min	15284,67	-43,931	-183,806	27,1854	2193,086	1632,306
P2	38 SLD 1+C	Combinat	Max	15440,88	191,714	538,75	40,7001	9115,51	7701,572
P2	38 SLD 1+C	Combinat	Min	15144,54	-171,103	-588,109	12,4318	-8114,77	-1569,07
P2	42 SLD 0,3	Combinat	Max	15389,02	354,53	251,358	41,9311	4799,854	11530
P2	42 SLD 0,3	Combinat	Min	15196,4	-333,918	-300,717	11,2009	-3799,12	-5397,5
P2	46 SLD Z	Combinat	Max	15298,72	28,094	-10,691	27,2861	1159,024	3785,104
P2	46 SLD Z	Combinat	Min	15286,41	-12,623	-59,134	26,0348	173,2912	2246,555
P2	47 SLO 1+C	Combinat	Max	15401,28	140,36	367,159	36,4519	6497,854	6471,772
P2	47 SLO 1+C	Combinat	Min	15184,13	-119,748	-416,518	16,6801	-5497,12	-339,275
P2	51 SLO 0,3	Combinat	Max	15363,93	250,258	170,984	37,2869	3567,119	9053,464
P2	51 SLO 0,3	Combinat	Min	15221,49	-229,647	-220,343	15,845	-2566,38	-2920,97
P2	55 SLO Z	Combinat	Max	15298,79	29,351	-5,686	27,2399	1077,938	3809,763
P2	55 SLO Z	Combinat	Min	15286,48	-11,366	-54,129	25,9886	92,206	2271,214
P2	06 SLU G2	Combinat	Max	28921,17	506,642	11,727	181,7766	3663,47	27099,46
P2	06 SLU G2	Combinat	Min	19856,31	184,379	-179,828	-122,858	-245,631	-7303,59

RELAZIONE DI CALCOLO

La platea sia in direzione longitudinale (lungo X) che trasversale (lungo Y) viene modellata con elementi shell con costante di sottofondo determinata attraverso la formulazione di **Vesic** (1937), con riferimento allo strato appartenente alla formazione Mc, pari a:

$$k_v = 0.65 \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot B^4}{E_{cls} \cdot I_{cls}}} = 3.512 \times 10^3 \frac{kN}{m^3}$$

Le sollecitazioni derivanti dalla pila Dx e Sx sono state applicate come carichi nodali; per ogni pila sono stati inoltre modellati 18 nodi collegati tra loro con link rigidi al fine di rappresentare l'area di impronta della pila sulla fondazione.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLU analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

PILA DX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	My	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P2d	01 SLU G1 Max Carico	545,158	37,629	-30005,7	-3981,36	37883,43	301,4752
P2d	01 SLU G1 Max Carico	235,679	-191,273	-13932,2	791,7244	-22130	-205,931
P2d	20 SLC 1+0,3	1106,483	3897,97	-11839,3	-60872	28322,52	178,8573
P2d	20 SLC 1+0,3	-1086,18	-3944,58	-11112,2	59906,83	-24011,9	-118,043
P2d	24 SLC 0,3+1	2246,378	1804,931	-11711,6	-28742,1	55127,62	177,5337
P2d	24 SLC 0,3+1	-2226,07	-1851,54	-11239,9	27776,91	-50817	-116,719

PILA SX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	My	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P2s	01 SLU G1 Max Carico	566,489	27,933	-31575,4	-3968,17	32085,03	233,4286
P2s	01 SLU G1 Max Carico	230,298	-194,706	-19502,2	577,2037	-11015,4	-171,23
P2s	20 SLC 1+0,3	1073,504	3438,543	-16155,5	-52945	28836,21	112,8854
P2s	20 SLC 1+0,3	-1052,89	-3487,9	-14430	51944,23	-22703,7	-59,7535
P2s	24 SLC 0,3+1	2128,19	1605,933	-15842,2	-25348,8	53659,89	121,6623
P2s	24 SLC 0,3+1	-2107,58	-1655,29	-14743,2	24348,1	-47527,4	-68,5303

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLE analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

RELAZIONE DI CALCOLO

PILA DX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	My	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P2d	09SLEmax	371,142	31,907	-21963,9	-2965,84	223,8328	27589,99
P2d	09SLE min	152,564	-142,488	-10054,8	670,3986	-151,863	-16632,6
P2d	11SLEmax	582,71	4,808	-19342,8	-3291,77	172,0247	28849,74
P2d	11SLEmin	277,444	-158,19	-10401,4	105,3569	-111,885	-8280,32
P2d	13SLEmax	321,68	-138,522	-19339,4	-6019,03	179,9745	22349,18
P2d	13ALEmin	110,888	-289,34	-10400	-2875,36	-102,508	-12218,3
P2d	15SLEmaxFRE	43,673	43,872	-19347	-1845,13	178,52	15392,27
P2d	15SLEminFRE	-25,407	-88,674	-10410,4	918,3325	-101,821	-15331,3
P2d	17SLEmaxFRE	151,481	36,059	-19346,2	-2134,46	177,221	18083,76
P2d	17SLEminFRE	35,163	-102,577	-10408,6	755,7374	-103,834	-13921,1
P2d	19QPmax	29,203	2,452	-11487,4	-1018,32	30,6981	2887,883
P2d	19QPmin	-8,898	-49,059	-11464,1	53,1426	30,1163	1422,773

PILA SX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	My	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P2s	09SLEmax	386,12	24,862	-23172,2	-2943,12	173,8471	23215,26
P2s	09SLE min	148,087	-144,413	-14227,8	512,51	-125,906	-8468,39
P2s	11SLEmax	603,015	-1,506	-21201,6	-3265,41	137,8145	26104,85
P2s	11SLEmin	276,754	-160,329	-14487	-25,3324	-88,7013	-1812,97
P2s	13SLEmax	334,07	-147,483	-21199,4	-5979,47	138,4737	19338,82
P2s	13ALEmin	106,37	-293,7	-14486,7	-2995,85	-87,0779	-5892,8
P2s	15SLEmaxFRE	48,22	37,928	-21205,9	-1821,68	136,79	12103,22
P2s	15SLEminFRE	-31,638	-89,381	-14496,1	777,2475	-87,3154	-9099,12
P2s	17SLEmaxFRE	159,179	30,041	-21205	-2110,42	136,9949	14903,54
P2s	17SLEminFRE	30,04	-103,57	-14494,2	616,7315	-87,5926	-7641,89
P2s	19QPmax	30,664	-0,458	-15298,9	-993,234	27,1916	3835,523
P2s	19QPmin	-10,053	-48,901	-15286,6	-7,5015	25,9403	2296,974

12.2.3 Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio

Di seguito si riporta lo schema con le sollecitazioni massime di momento, taglio e sforzo normale nella combinazione di carico :

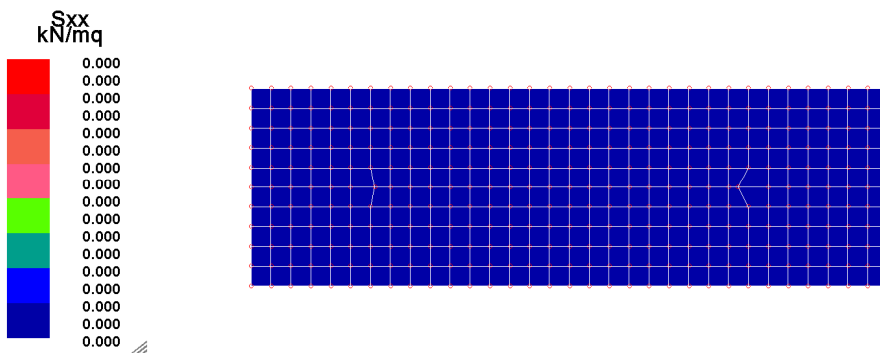
- SLU – STR
- SLE

L'analisi FEM della struttura sotto azioni di progetto ha consentito di determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali.

I risultati delle analisi sono riportati in forma di tabulati di calcolo allegati.

L'andamento delle sollecitazioni unitarie nell'elemento strutturale per le combinazioni SLU-STR sono le seguenti:

Figura 12-39: Inviluppo SLU delle sollecitazioni S_{xx} (kN/m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-40: Inviluppo SLU delle sollecitazioni S_{yy} (kN/m²).

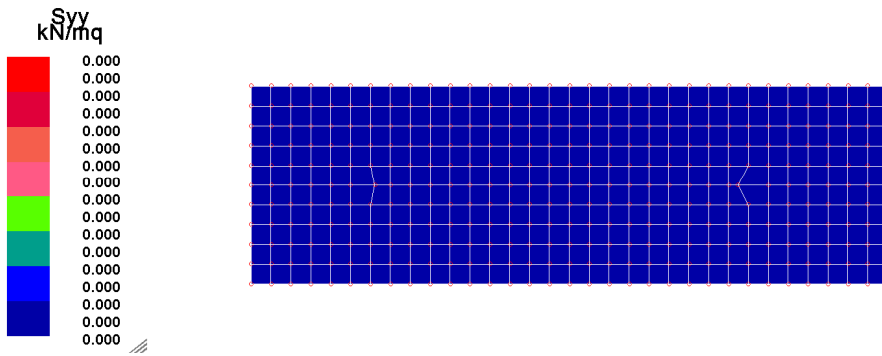
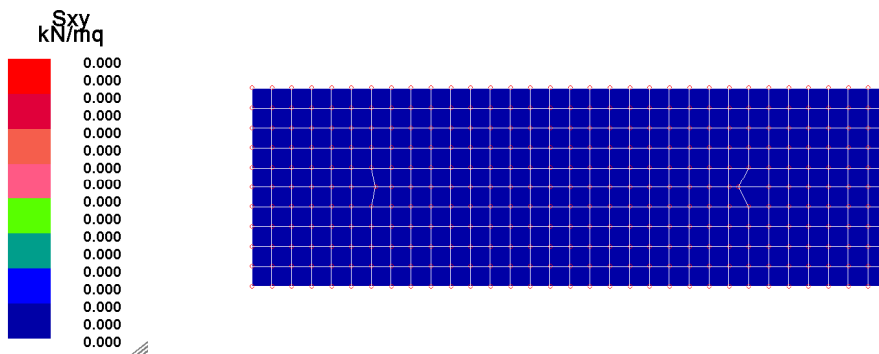


Figura 12-41: Inviluppo SLU delle sollecitazioni S_{xy} (kN/m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-42: Inviluppo SLU delle sollecitazioni flettenti Mxx (kN-m/m).

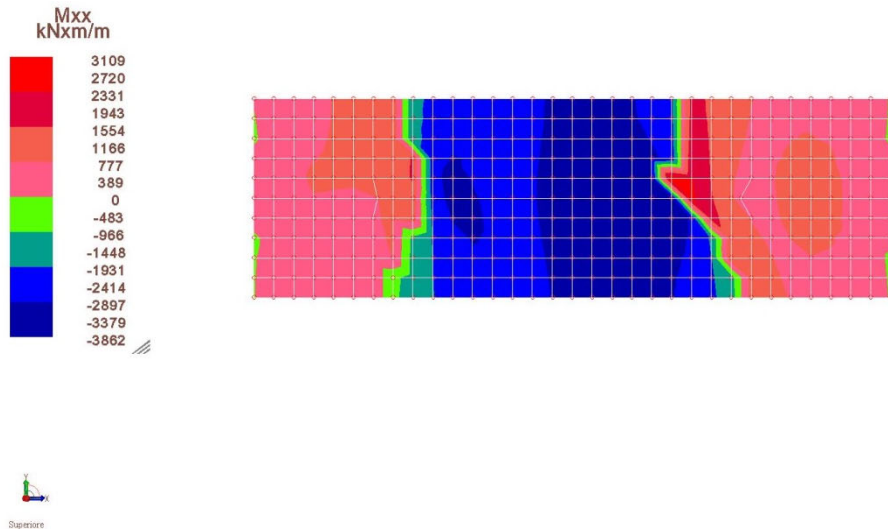
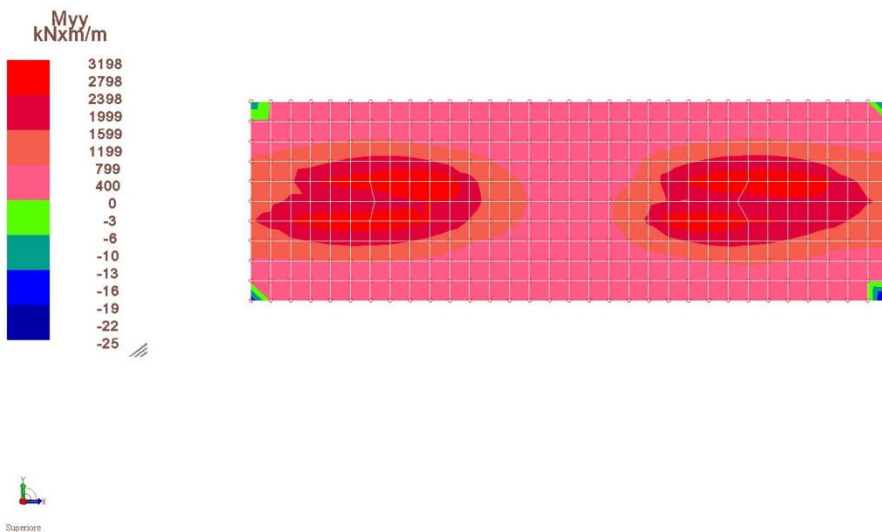


Figura 12-43: Inviluppo SLU delle sollecitazioni flettenti Myy (kN-m/m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-44. Involuppo SLU delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN·m/m).

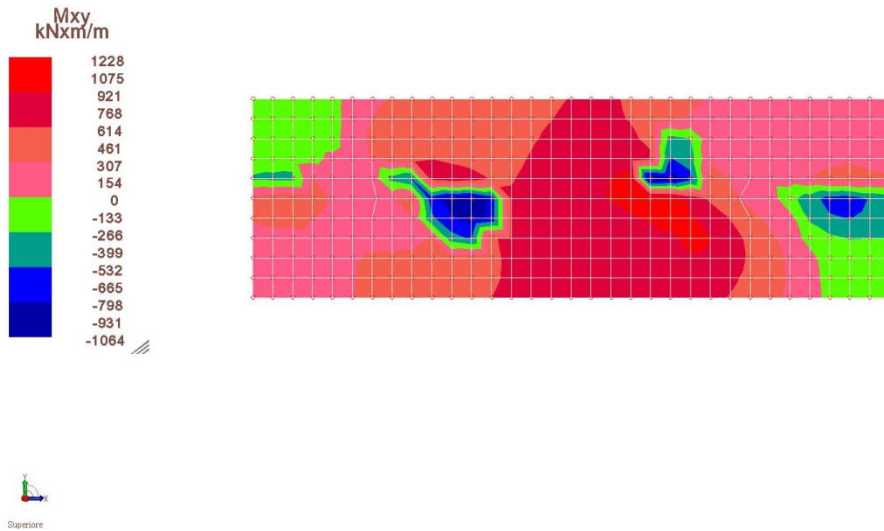
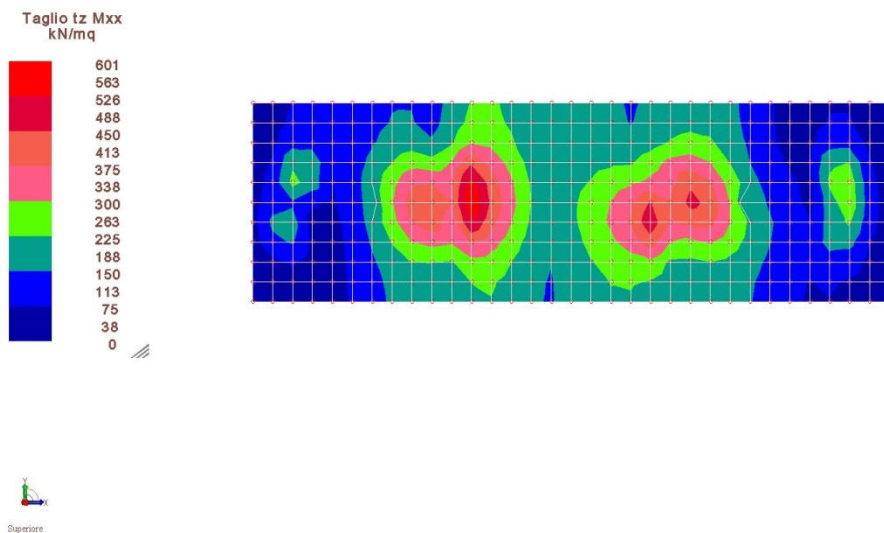


Figura 12-45: Involuppo SLU delle sollecitazioni di taglio TMxx (kN/m2).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura12-48. Involuppo SLE delle sollecitazioni S_{yy} (kN/ m²).

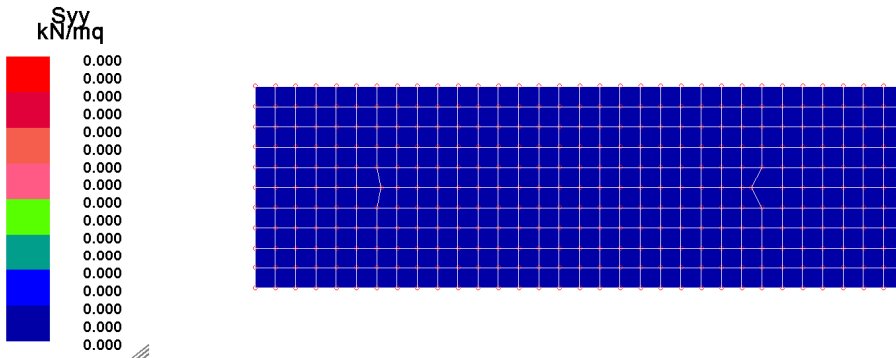
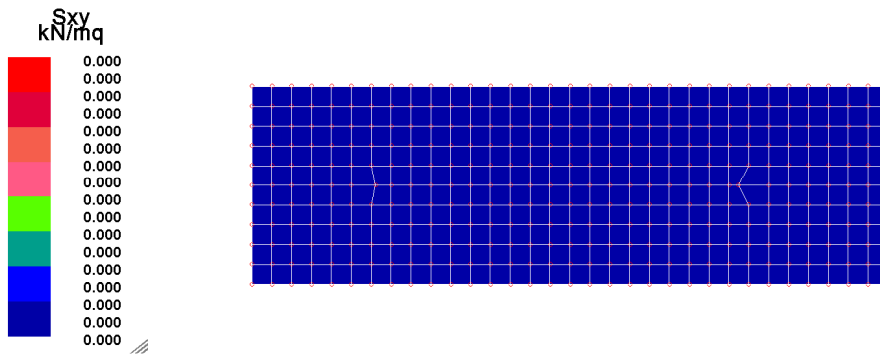


Figura 12-49 Involuppo SLE delle sollecitazioni S_{xy} (kN/ m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-50. Inviluppo SLE delle sollecitazioni flettenti M_{xx} (kN-m/ m).

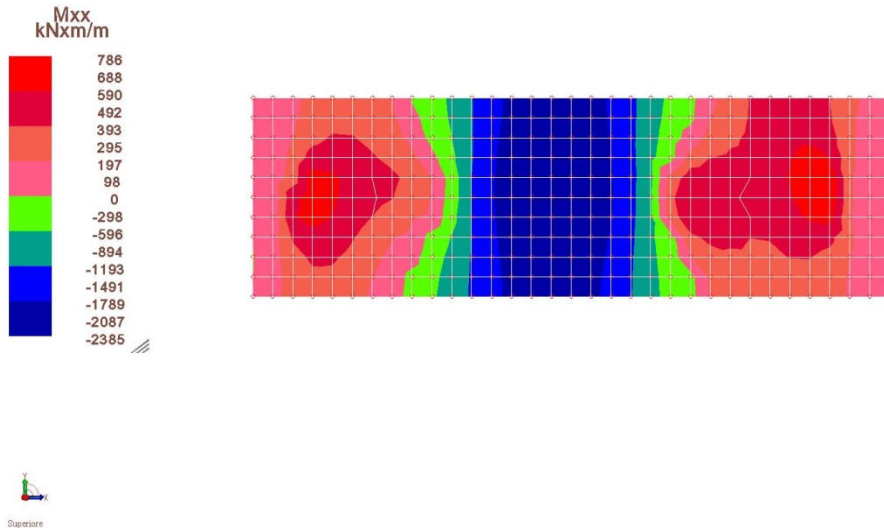
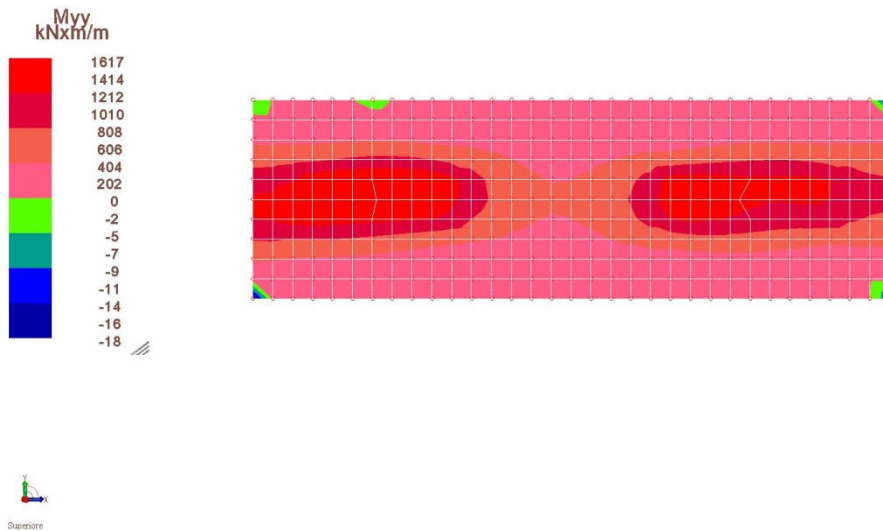


Figura 12-51. Inviluppo SLE delle sollecitazioni flettenti M_{yy} (kN-m/ m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-52. Inviluppo SLE delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN·m/ m).

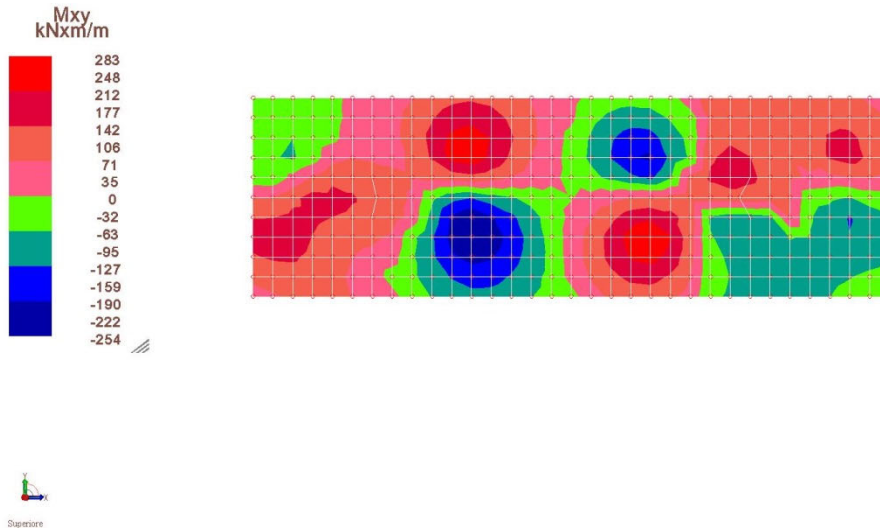


Figura 12-53. Inviluppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Mxx (kN/m²).

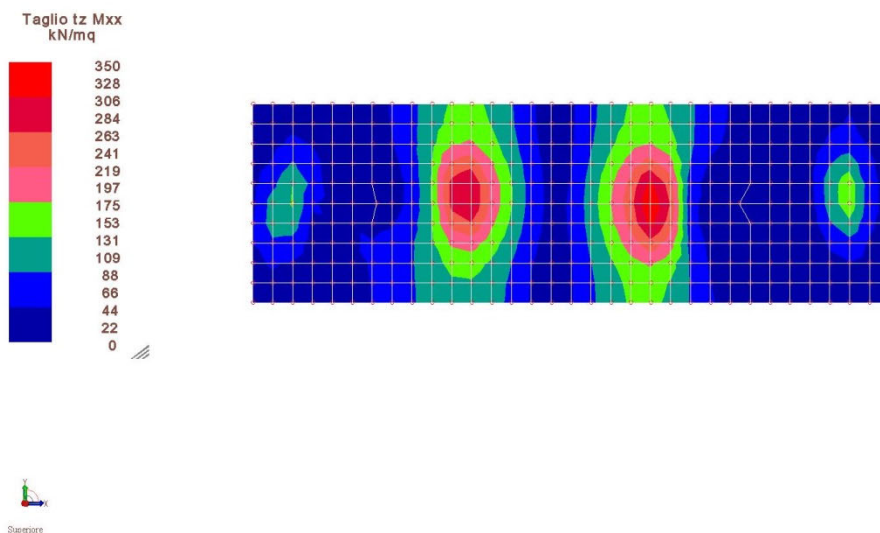
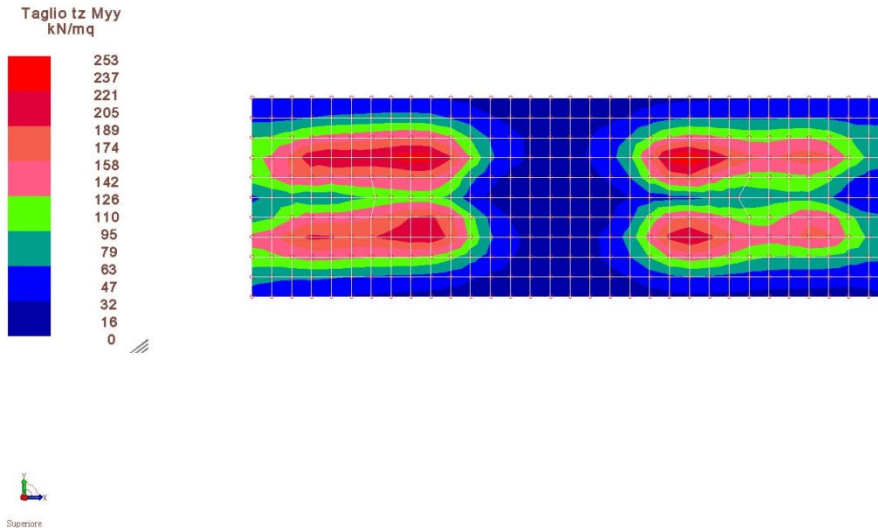


Figura 12-54. Involuppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Myy (kN/m²).



12.2.4 Verifiche SLV

Le verifiche degli elementi strutturali sono state suddivise in:

- d) verifica a presso-flessione
- e) verifica a taglio
- f) verifica a torsione

Assegnata la geometria della sezione, il dimensionamento è consistito nella ricerca dell'area delle armature tale da far sì che le più sfavorevoli combinazioni di sforzo normale, momenti flettenti e taglio fossero compatibili con lo SLU prescelto.

Le verifiche sono state condotte in modo automatico con l'ausilio del codice di calcolo utilizzato.

I risultati delle verifiche sono riportati, per ciascun elemento strutturale, nei Tabulati di Calcolo allegati.

12.2.4.1 Verifiche a presso-flessione

Di seguito sono riportate le armature assegnate alla zattera di fondazione.

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Ferri longitudinali	26	20
Ferri trasversali	26	20

Nelle figure che seguono si mostra l'incidenza incrementale delle armature ottenuta per tutte le direzioni considerate.

Figura 12-55: Armatura aggiuntiva inferiore in direzione x(cm2).

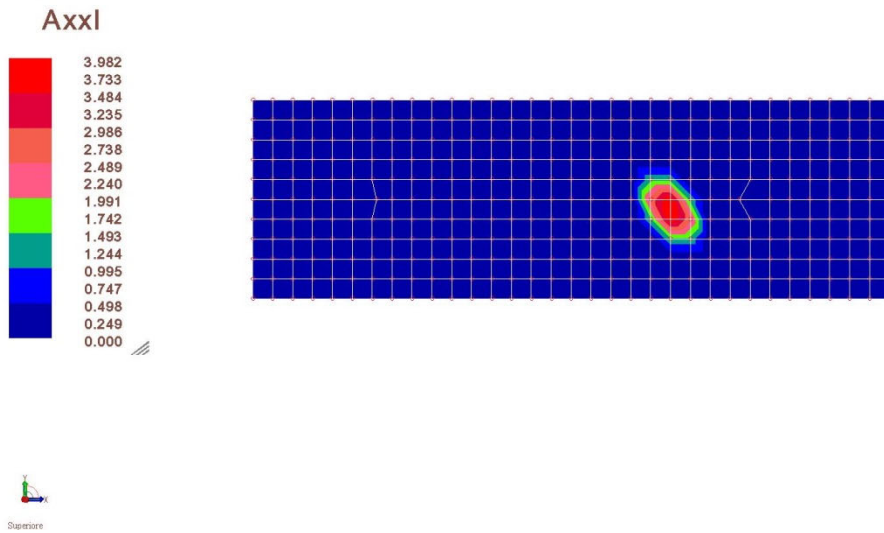
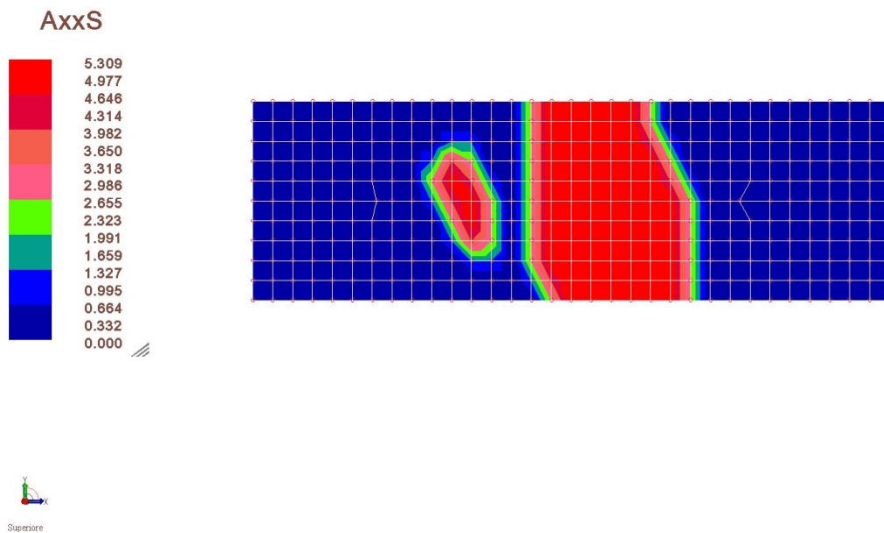


Figura 12-56: Armatura aggiuntiva superiore in direzione x(cm2).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-59: Armatura aggiuntiva superiore- direzione X.

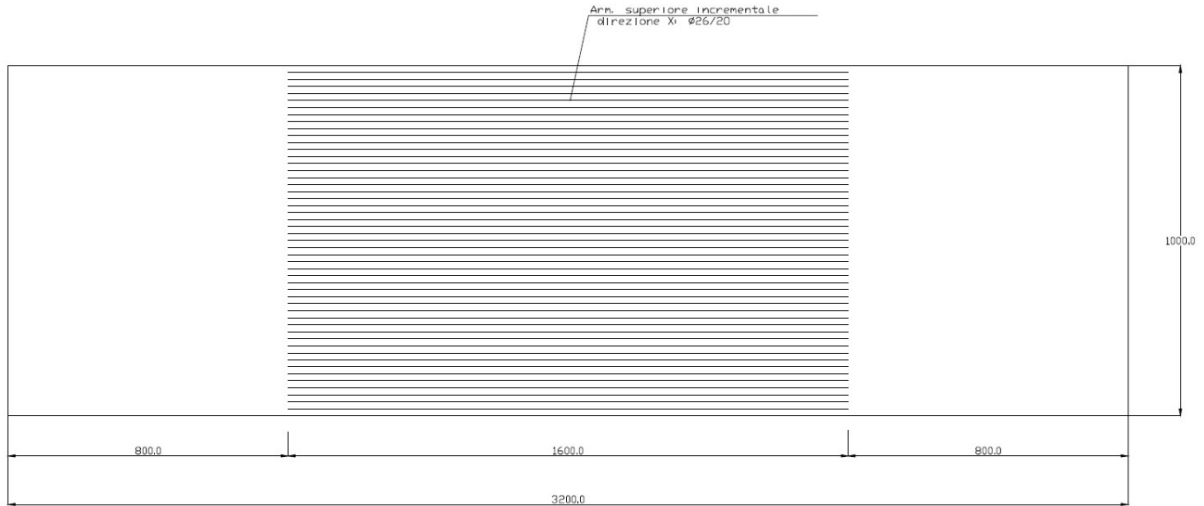
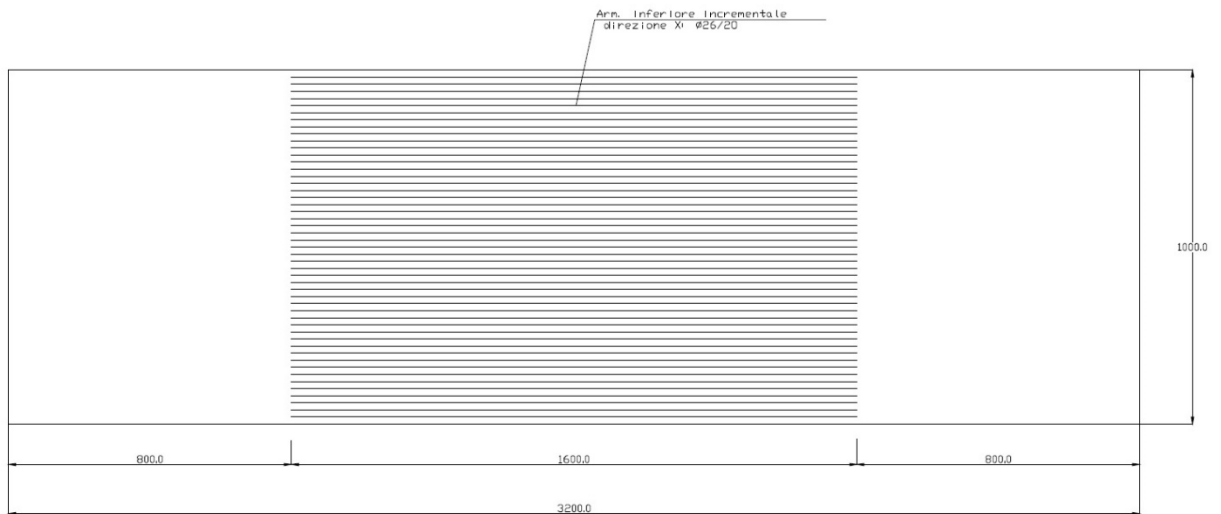
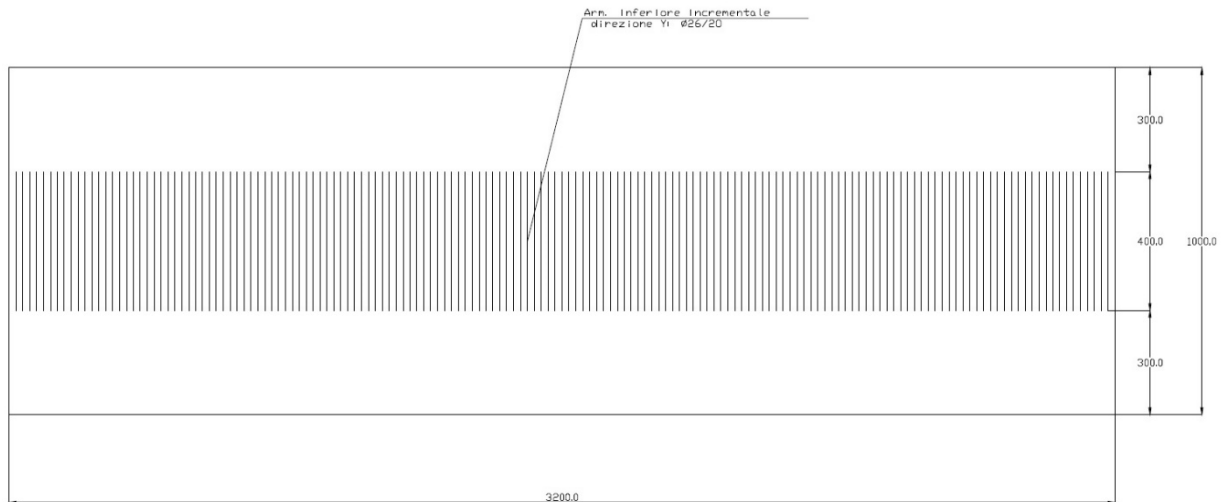


Figura 12-60: Armatura aggiuntiva inferiore- direzione X.

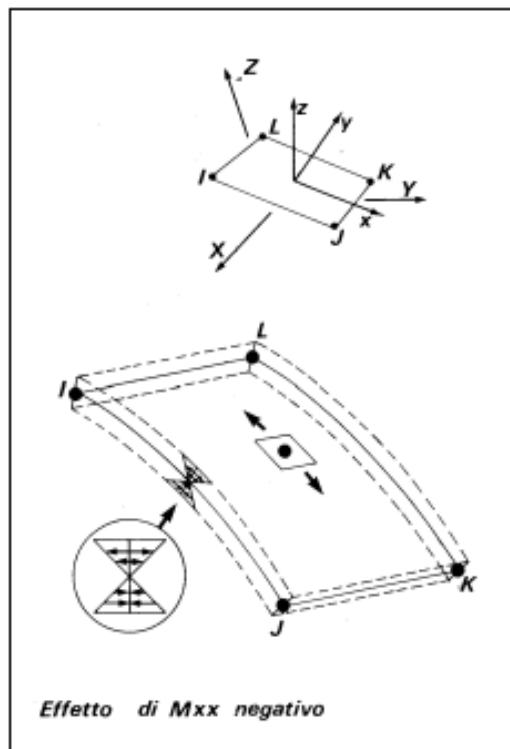


RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-61: Armatura aggiuntiva inferiore- direzione Y.



Le verifiche sono state condotte rispetto al seguente sistema di riferimento:



Si riporta di seguito la verifica della sezione più sollecitata nei confronti dei momenti agenti massimi nelle due direzioni, considerando l'armatura aggiuntiva inferiore richiesta.

Verifica rispetto al momento Mxx positivo
SEZIONE CON RAFFITTIMENTO

State considerate le seguenti armature, considerando l'estensione delle sezioni con infittimento
L=10.00m:

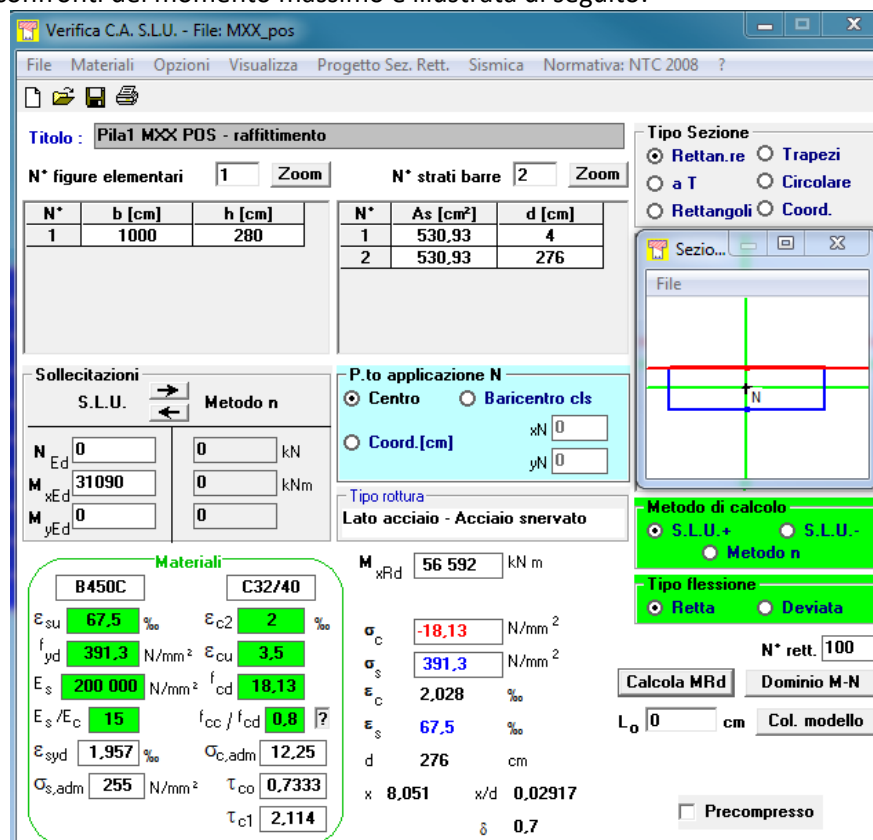
Corrente superiore:

n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MXX_pos

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Pila1 MXX POS - raffittimento

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	530.93	4
			2	530.93	276

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 31090 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 56 592 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.028 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 276 cm
x 8.051 x/d 0.02917
 δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.54$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento Mxx positivo.
SEZIONE SENZA RAFFITTIMENTO

State considerate le seguenti armature, considerando l'estensione delle sezioni con infittimento L=10.00m:

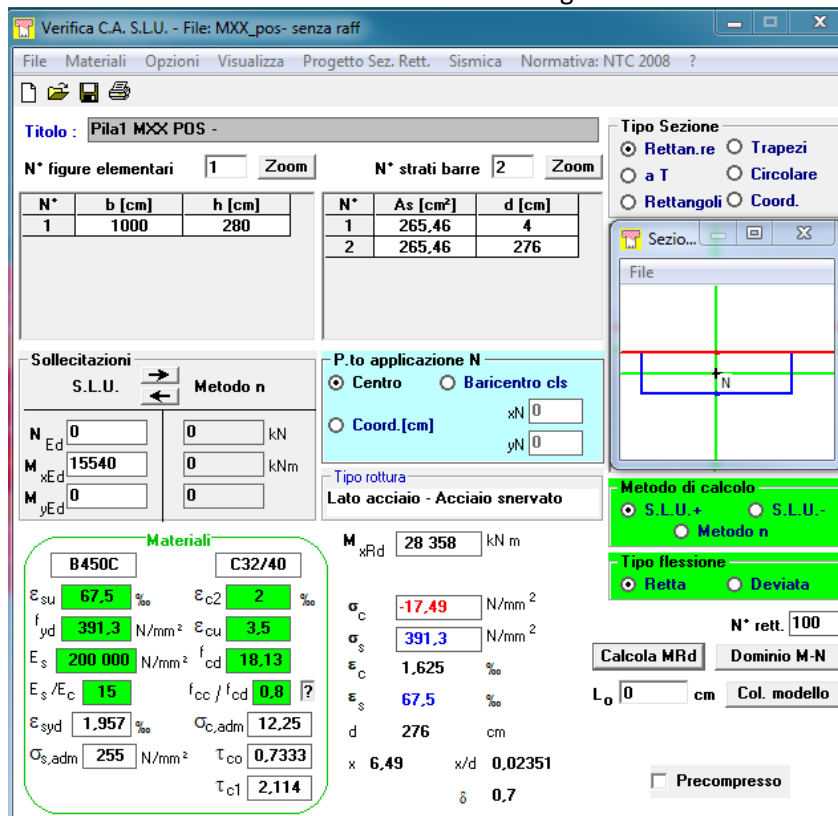
Corrente superiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As= 265.46 cm²

Corrente inferiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As =265.46 cm²

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: MXX_pos- senza raff". The interface includes a menu bar, a toolbar, and several data input/output fields. Key parameters and results are as follows:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
			2	265,46	276

Applied loads and moments:

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	15540	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

Material properties (B450C and C32/40):

ϵ_{su}	67,5	%	ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391,3	N/mm²	ϵ_{cu}	3,5	
E_s	200 000	N/mm²	f_{cd}	18,13	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0,8	?
ϵ_{syd}	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	12,25	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	τ_{co}	0,7333	
			τ_{c1}	2,114	

Design results:

M _{xRd}	28 358	kN m
σ_c	-17,49	N/mm²
σ_s	391,3	N/mm²
ϵ_c	1,625	%
ϵ_s	67,5	%
d	276	cm
x	6,49	x/d
		0,02351
		δ
		0,7

Other parameters: N° strati barre = 2, Metodo di calcolo = S.L.U.+, Tipo flessione = Retta, N° rett. = 100, L₀ = 0 cm, Col. modello.

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h=MEd/MRd= 0.54$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento Myy positivo.
SEZIONE CON RAFFITTIMENTO

State considerate le seguenti armature, considerando l'estensione delle sezioni con infittimento L=32.00m:

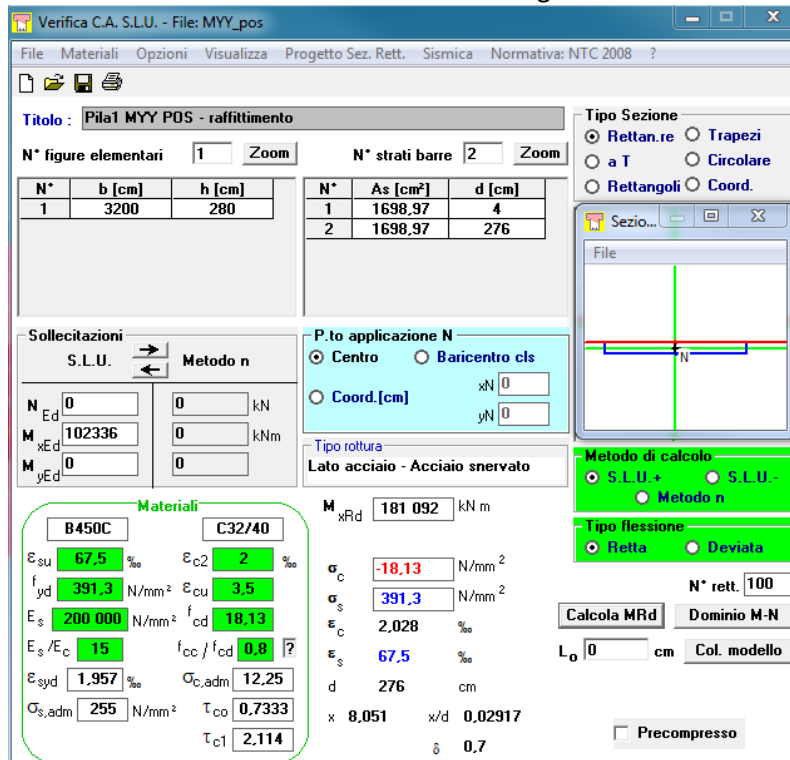
Corrente superiore:

n. 320 ϕ 26 \rightarrow As= 1698.97 cm²

Corrente inferiore:

n. 320 ϕ 26 \rightarrow As =1698.97 cm²

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U. - File: MYY_pos' window. The title is 'Pila1 MYY POS - raffittimento'. It displays two tables for reinforcement data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	1698,97	4
			2	1698,97	276

Key parameters and results shown in the interface include:

- Materials:** B450C (steel), C32/40 (concrete). Properties like ϵ_{su} (67.5%), f_{yd} (391.3 N/mm²), E_s (200,000 N/mm²), E_c (2,028 N/mm²), f_{cd} (18.13), $\sigma_{c,adm}$ (12.25), τ_{co} (0.7333), τ_{c1} (2.114).
- Design Data:** M_{xRd} = 181,092 kN m, σ_c = -18.13 N/mm², σ_s = 391.3 N/mm², ϵ_c = 2.028‰, ϵ_s = 67.5‰, d = 276 cm, x = 8.051, x/d = 0.02917, δ = 0.7.
- Verification:** The interface indicates that the resistance index is below 1.0, and the verification is satisfied.

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h=MEd/MRd= 0.56$: la verifica è soddisfatta.

SEZIONE SENZA RAFFITTIMENTO

Per la verifica rispetto al momento M_{yy} si è tenuto conto delle seguenti armature per $L=32.00m$:

Corrente superiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

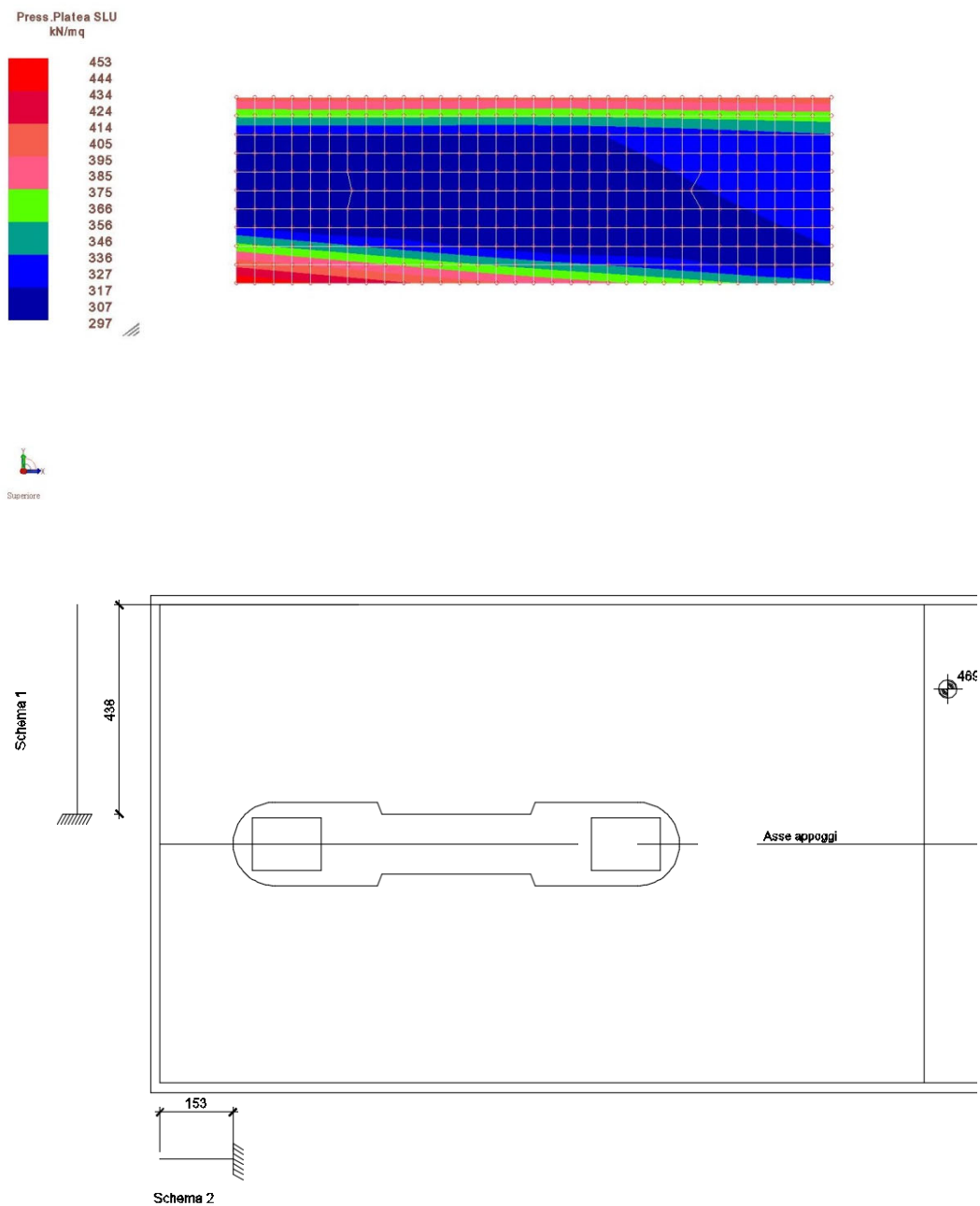
La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:

L'indice di resistenza è inferiore all'unità, $h = M_{Ed} / MR_d = 0.84$: la verifica è soddisfatta.

12.2.4.2 Verifiche a taglio

Per il calcolo dell'armatura a taglio della zattera si è fatto riferimento allo schema di calcolo di una mensola incastrata in corrispondenza della pila e caricata dalla pressione del terreno sottostante.

Figura 12-62: Inviluppo pressioni di contatto fra platea in c.a. e terreno (kPa)



RELAZIONE DI CALCOLO

La verifica è stata condotta su una fascia di 1 m.

In riferimento allo schema 1, il taglio agente è $V_{Ed}=1984.14$ kN

In riferimento allo schema 2, il taglio agente è $V_{Ed}=693.09$ kN

La verifica è stata condotta rispetto allo schema 1, in quanto la mensola risulta più sollecitata.

Di seguito si riporta lo sviluppo del calcolo, che comprende la valutazione preliminare di $V_{R,cd}$ e la verifica della specifica armatura a taglio, con valutazione dei vari contributi resistenti.

Si prescrive la seguente armatura a taglio in entrambe le direzioni:

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Spille	12	20

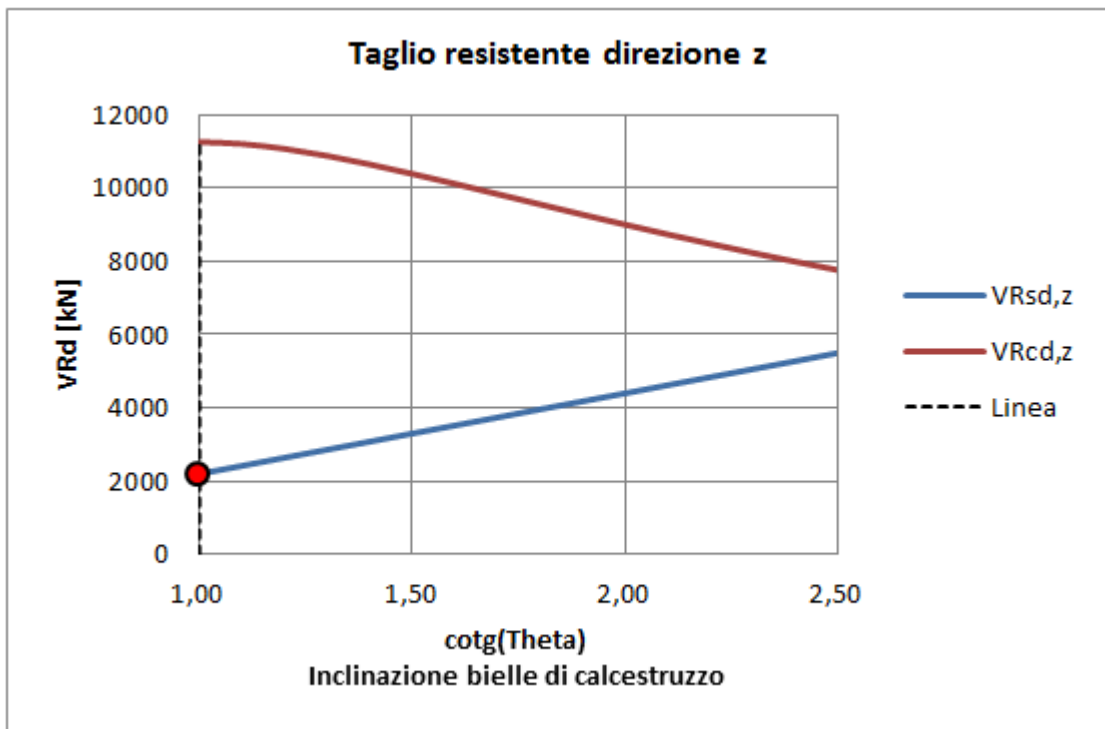
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe classe identificativa del calcestruzzo			
$R_{ck} \geq$	35	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1,5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	28	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	36	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	15,87	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	2,77	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	1,94	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	3,60	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1,29	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,32	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} /$	32308	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2,31	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	16,80	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	12,60	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1,15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	3	cm	copriferro

Dati geometrici

b =	100,00	cm	Base della sezione (larghezza minima della sezione)
h =	280,00	cm	Altezza della sezione
d' =	4,00	cm	Copriferro
$\alpha =$	90,00	°	Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

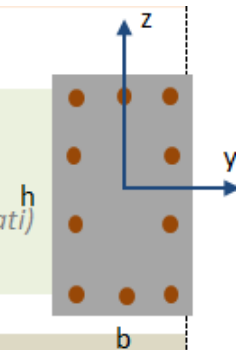
A favore di sicurezza si è assunto il valore dell'angolo Θ pari a 45°.

Scegli:	Manuale	<input type="button" value="v"/>
$\theta_z =$	45,00	° Taglio in direzione z (compreso fra 21.81° e 45°)
$\theta_y =$	45,00	° Taglio in direzione y (compreso fra 21.81° e 45°)



Armatura trasversale

$\Phi_{st} =$	12	mm	Diametro delle staffe o dei ferri piegati
$n_b =$	4		Numero di bracci delle staffe
$A_{sw} =$	4,52	cm ²	Area di armatura trasversale (staffe o ferri piegati)
$p_{st} =$	20,00	cm	Passo delle staffe



Sollecitazioni

$V_{Ed,z} =$	1984,00	kN	Taglio sollecitante direz. Z
$V_{Ed,y} =$	0,00	kN	Taglio sollecitante direz. Y
$N_{Ed} =$	0,00	kN	Sforzo normale (solo per i pilastri)

Dati per la verifica sui dettagli costruttivi:

$\phi_{l,min} =$	26,00	mm	Diametro minimo delle barre longitudinali
$\phi_{l,max} =$	26,00	mm	Diametro massimo delle barre longitudinali

Tagli resistenti in direzione Z

$V_{Rcd,z} =$	11260,80	kN	Resistenza lato calcestruzzo ("Taglio compressione")
$V_{Rsd,z} =$	2198,61	kN	Resistenza dell'armatura trasversale ("Taglio trazione")
$V_{Rd,z} =$	2198,61	kN	$\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

Verifica di resistenza a taglio						Ed/Rd	Esito	
Verifica a taglio direz. Z	$V_{Ed,z} =$	1 984,00	≤	$V_{Rd,z} =$	2 198,61	kN	0,90	Positivo

Di seguito si riportano in forma grafica le zone in cui è necessaria l'armatura a taglio.

Figura 12-63: Armatura staffe //y (cm²/m²).

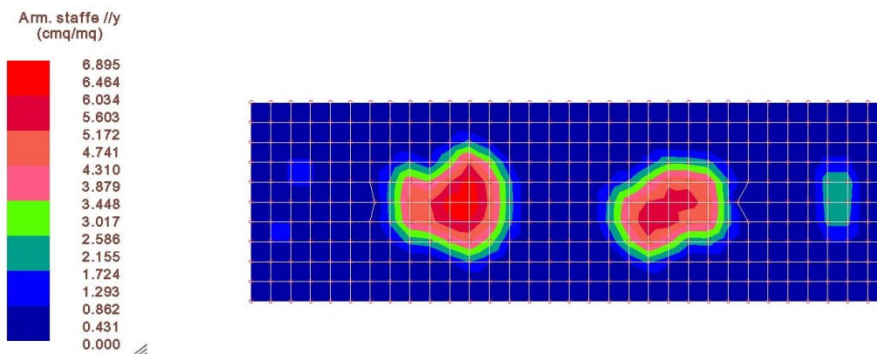
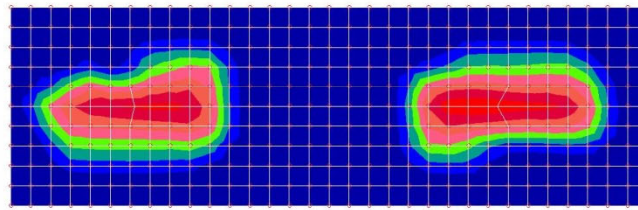


Figura 12-64: Armatura staffe //x (cm² /m²).

Arm. staffe //x
(cm²/mq)



Superiore

12.2.4.2.1 Verifiche tirante-puntone

La verifica è stata condotta in riferimento a metà fondazione.

VEd=1984.14 kN

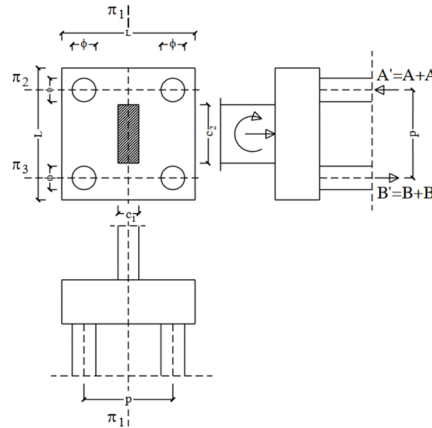
In riferimento allo schema 2, il taglio agente è VEd=693.09 kN

VERIFICHE FONDAZIONI			
Dimensioni Geometriche della Fondazione			
Parametri di Base			
Dimensioni Pila	Ap (x)	930,0	cm
	Bp (y)	175,0	cm
Copriferro Pila	cp	4,0	cm
Interasse pali (x)	ix	0,0	cm
Interasse pali (y)	iy	0,0	cm
φstaffe pila	φst	14	mm
φlong pila	φl	30	mm
Dimensioni fondazione			
	Ac	1600,0	cm
	Bc	1000,0	cm
Altezza della fondazione	hc	280,0	cm
Copriferro	c	4,0	cm

RELAZIONE DI CALCOLO

Mensola tozza

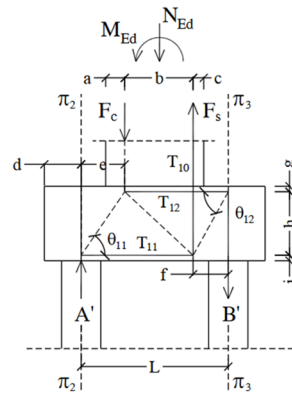
nx pali=	0
ny pali=	0
Rpx1=	693,09 kN
Rpx2=	0 kN
Rpx3=	0 kN
A'=	693,09 kN
Rp y1=	1984,14 kN
Rp y2=	0 kN
Rpy3=	0 kN
B'=	1984,14 kN
A'=	693,09 kN
B'=	1984,14 kN
Θ_{11} =	arct (h/e)
Θ_{12} =	arct (h/f)
Θ_{13} =	arct (h/l)



piano lungo x Ac = 1600,0 cm

a=cp+phi_st+phi_l/2=	6,9 cm
b=Ap-2a=	916,2 cm
T11= A' /tan Theta11 = A' e/h =	676,27 kN
e=(Ac-2d-b)/2=f=	265,4 cm
dx=	76,5 cm
h=hc-2c=	272 cm
armatura inf.	phi_26
p=	20 cm
n ferri=Ac/p=	80
Ax=	424,74 cm ²
Trd= As fyd =	16620,39 kN
T12= B' /tan Theta12 = B' f/h =	1936,00 kN
armatura sup.	phi_26
p=	20 cm
n ferri=Ac/p=	80
Ax=	424,74 cm ²
Trd= As fyd =	16620,39 kN

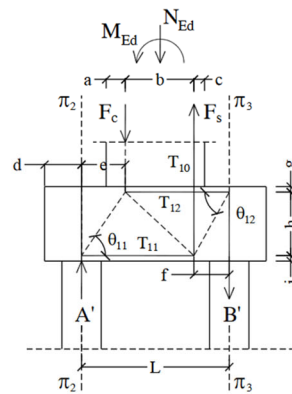
VERIFICA SODDISFATTA



piano lungo y Bc = 1000,0 cm

a=cp+phi_st+phi_l/2=	6,9 cm
b=Bp-2a=	161,2 cm
T11= B' /tan Theta11 = B' e/h =	1461,84 kN
e=(Bc-2d-b)/2=f=	200,4 cm
dy=	219 cm
h=hc-2c=	272 cm
armatura inf.	phi_26
p=	20 cm
n ferri=Ac/p=	50
Ay=	265,46 cm ²
Trd= As fyd =	10387,74 kN
T12= B' /tan Theta12 = B' f/h =	1461,84 kN
armatura sup.	phi_26
p=	20 cm
n ferri=Ac/p=	50
Ay=	265,46 cm ²
Trd= As fyd =	10387,74 kN

VERIFICA SODDISFATTA

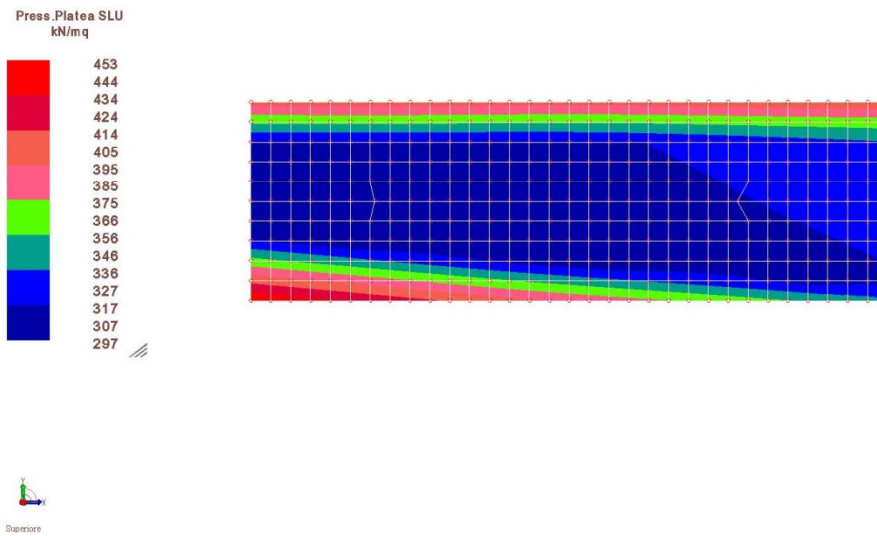


12.2.4.3 Interazione con il terreno

Il calcolo strutturale ha consentito di valutare l'intensità delle forze trasmesse dalla platea al terreno di fondazione.

I valori della pressione di contatto allo **SLV** sono rappresentati nella figura seguente.

Figura 12-65: Involuppo pressioni di contatto fra platea in c.a. e terreno (kPa)



12.2.5 Verifiche SLE

12.2.5.1 Limitazione delle tensioni

Si riportano di seguito i valori delle tensioni dell'armatura e del calcestruzzo per la combinazione caratteristica e quasi permanente.

Momento agente Mxx positivo:

SEZIONE CON RAFFITTIMENTO

Verifica rispetto al momento Mxx positivo.

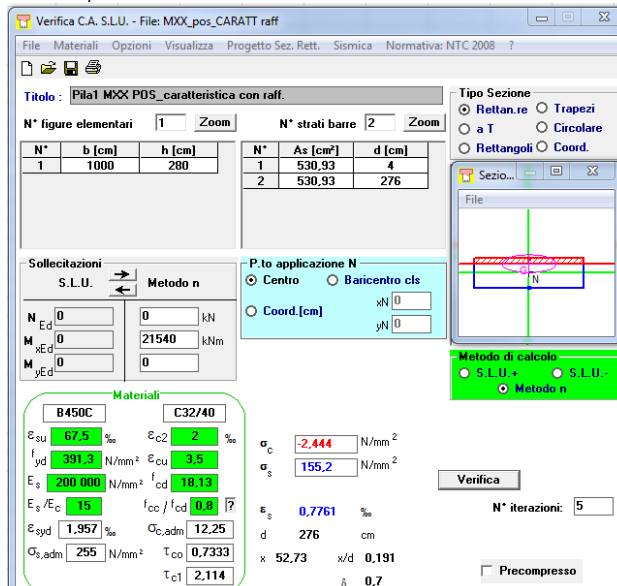
A causa dell'inversione del momento in mezzzeria, la verifica è stata condotta in corrispondenza delle sezioni dove il momento è positivo L=10.00m.

Corrente superiore:

n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$



Verifica C.A. S.L.U. - File: MXx_pos_CARATT raff

TITOLO: Pila1 MXx PDS_caratteristica con raff.

N° figure elementari: 1 | N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	530.93	4
			2	530.93	276

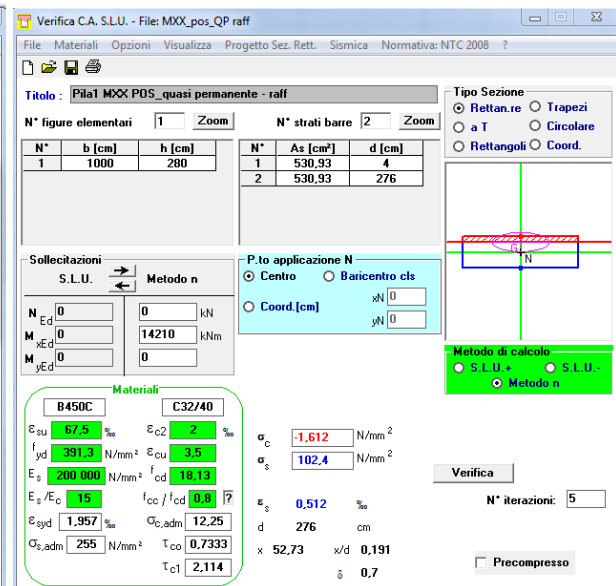
Materiali: B450C, C32/40

Metodo di calcolo: S.L.U.

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MXx_pos_QP raff

TITOLO: Pila1 MXx PDS_quasi permanente - raff

N° figure elementari: 1 | N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	530.93	4
			2	530.93	276

Materiali: B450C, C32/40

Metodo di calcolo: S.L.U.

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso:

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{cmax} = 2.44 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{cmax} = 1.61 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{smax} = 155.2 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

SEZIONE SENZA RAFFITTIMENTO

Verifica rispetto al momento Mxx positivo.

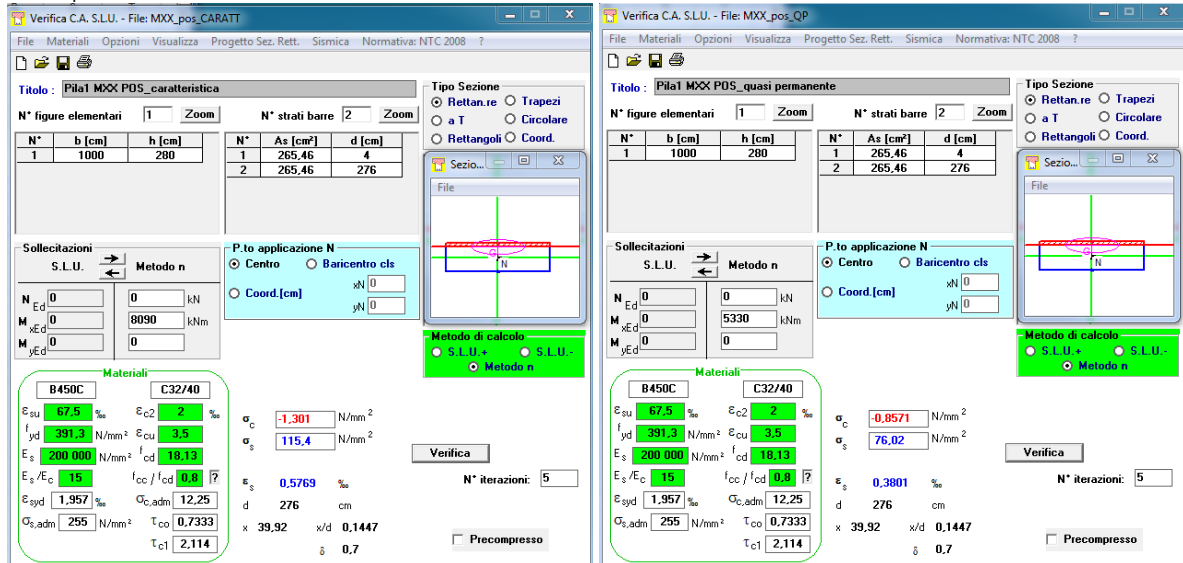
A causa dell'inversione del momento in mezzzeria, la verifica è stata condotta in corrispondenza delle sezioni dove il momento è positivo L=10.00m.

Corrente superiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As = 265.46 cm²

Corrente inferiore:

n. 50 ϕ 26 \rightarrow As = 265.46 cm²



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{cmax} = 1.3 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{cmax} = 0.85 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{smax} = 115.4 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

Momento agente Myy:

Per la verifica rispetto al momento Myy si è tenuto conto delle seguenti armature per L=32.00m:

:

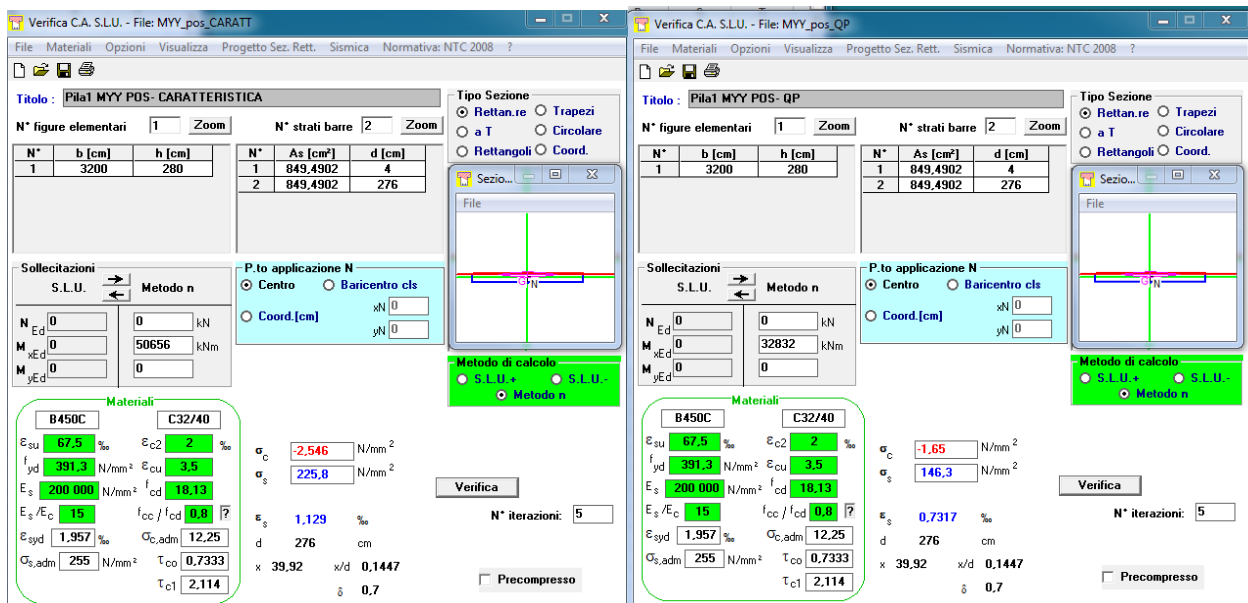
Corrente superiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo è illustrata di seguito:



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{C_{max}} = 2.54 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{C_{max}} = 1.65 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

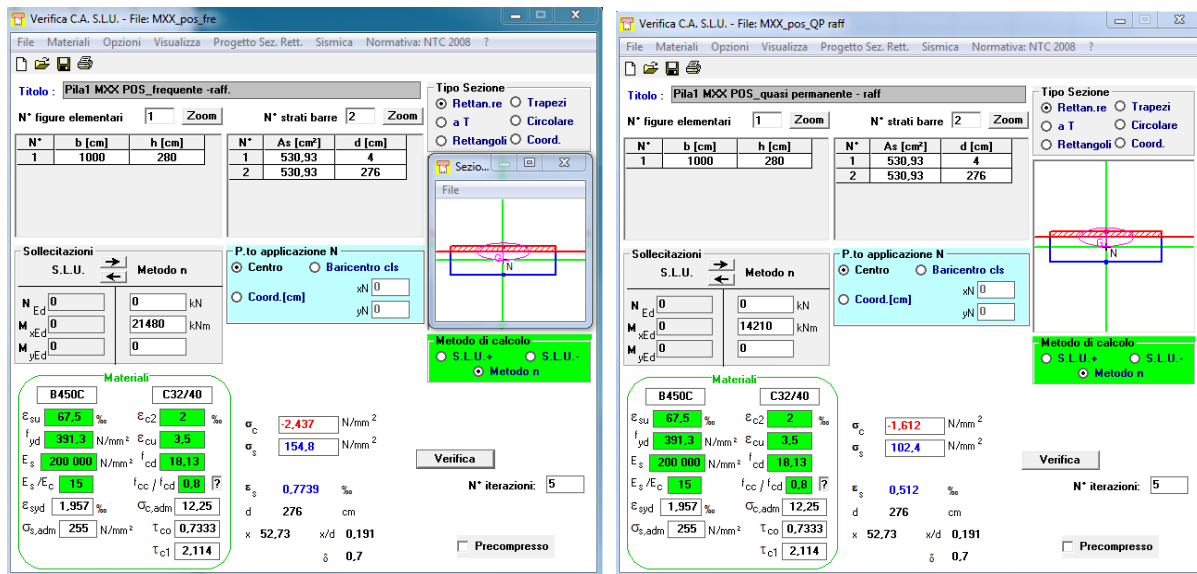
$$\sigma_{S_{max}} = 225.8 \text{ MPa} \leq 0.8 f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

12.2.5.2 Limitazione dell'apertura di fessura

Momento agente Mxx positivo:

SEZIONE CON RAFFITTIMENTO

Verifica rispetto al momento Mxx positivo.



Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Momento agente Mxx positivo – sezione con raffittimento

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	21480 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	154,8 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	527,3 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 1,97	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

<u>Verifica apertura fessure - FREQ</u>		
σ_s	154,8 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	527 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
ϕ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,06 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,081 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

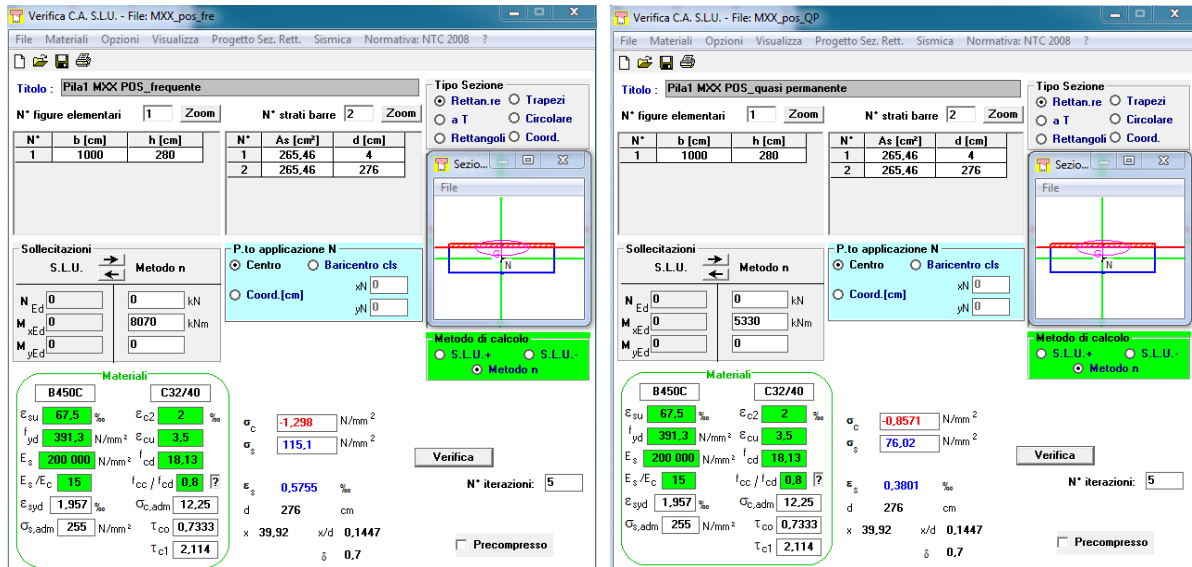
<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	14210 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	102,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	527,3 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 2,98	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure - QP</u>		
σ_s	102,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	527 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,047 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Mxx positivo:
SEZIONE SENZA RAFFITTIMENTO

Verifica rispetto al momento Mxx positivo.



Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Momento agente M_{xx} positivo – sezione senza raffittimento

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	8070 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	115,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
X_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 5,13	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure - FREQ</u>		
σ_s	115,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,073 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

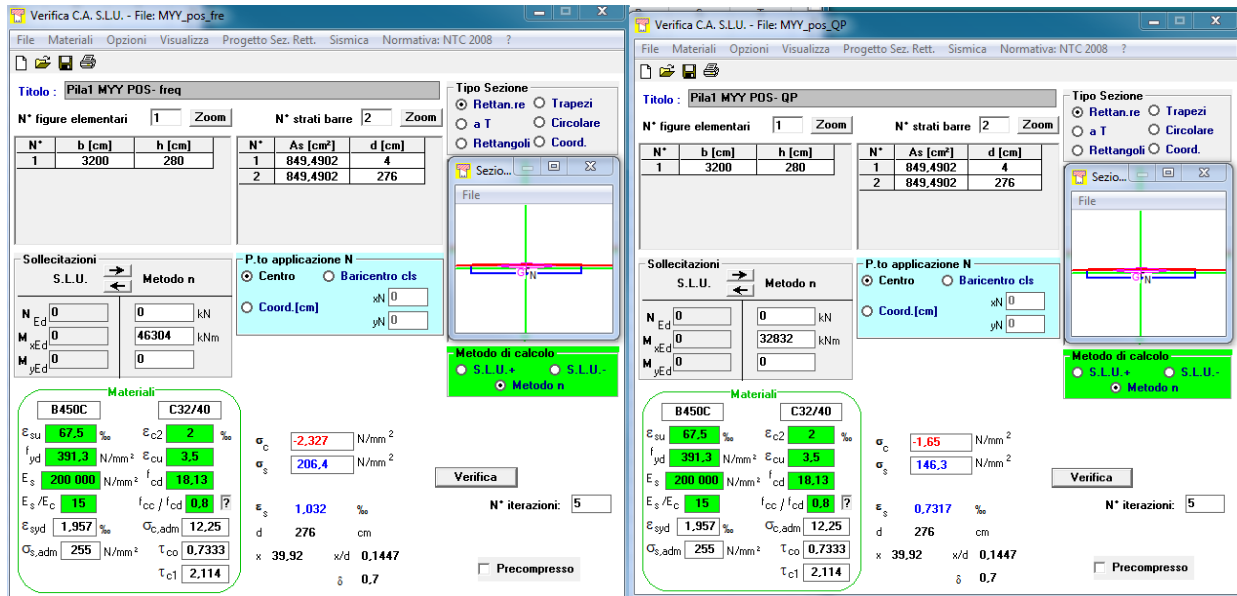
<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	5330 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	76,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 7,76	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure - QP</u>		
σ_s	76,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
W_d	0,048 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Myy

Verifica rispetto al momento Myy positivo.



The image displays two screenshots of a structural analysis software interface, showing the configuration and results for the verification of a reinforced concrete column under a positive Myy moment.

Left Window: Pila1 MYY POS- freq

- Titolo:** Pila1 MYY POS- freq
- Tipo Sezione:** Rettang. re
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C, C32/40
- Proprietà Materiali:**
 - ϵ_{su} : 67.5 ‰
 - f_{yd} : 391.3 N/mm²
 - E_s : 200 000 N/mm²
 - E_s/E_c : 15
 - ϵ_{syd} : 1.957 ‰
 - $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - τ_{c1} : 2.114
 - ϵ_{c2} : 2 ‰
 - ϵ_{cu} : 3.5
 - f_{cd} : 18.13
 - f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 - $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 - τ_{co} : 0.7333
- Stato di Sollecitazione (S.L.U.):**
 - N_{Ed} : 0 kN
 - M_{xEd} : 0 kNm
 - M_{yEd} : 0 kNm
- Calcolo:** Metodo n
- Verifica:** σ_c : -2.327 N/mm², σ_s : 206.4 N/mm²
- Altri dati:** ϵ_s : 1.032 ‰, d : 276 cm, x : 39.92, x/d : 0.1447, δ : 0.7

Right Window: Pila1 MYY POS- QP

- Titolo:** Pila1 MYY POS- QP
- Tipo Sezione:** Rettang. re
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Materiali:** B450C, C32/40
- Proprietà Materiali:**
 - ϵ_{su} : 67.5 ‰
 - f_{yd} : 391.3 N/mm²
 - E_s : 200 000 N/mm²
 - E_s/E_c : 15
 - ϵ_{syd} : 1.957 ‰
 - $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²
 - τ_{c1} : 2.114
 - ϵ_{c2} : 2 ‰
 - ϵ_{cu} : 3.5
 - f_{cd} : 18.13
 - f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 - $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 - τ_{co} : 0.7333
- Stato di Sollecitazione (S.L.U.):**
 - N_{Ed} : 0 kN
 - M_{xEd} : 32832 kNm
 - M_{yEd} : 0 kNm
- Calcolo:** Metodo n
- Verifica:** σ_c : -1.65 N/mm², σ_s : 146.3 N/mm²
- Altri dati:** ϵ_s : 0.7317 ‰, d : 276 cm, x : 39.92, x/d : 0.1447, δ : 0.7

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	46304 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	206,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 2,86	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure - FREQ</u>		
σ_s	206,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,07 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,161 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	32832 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	146,3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 4,03	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

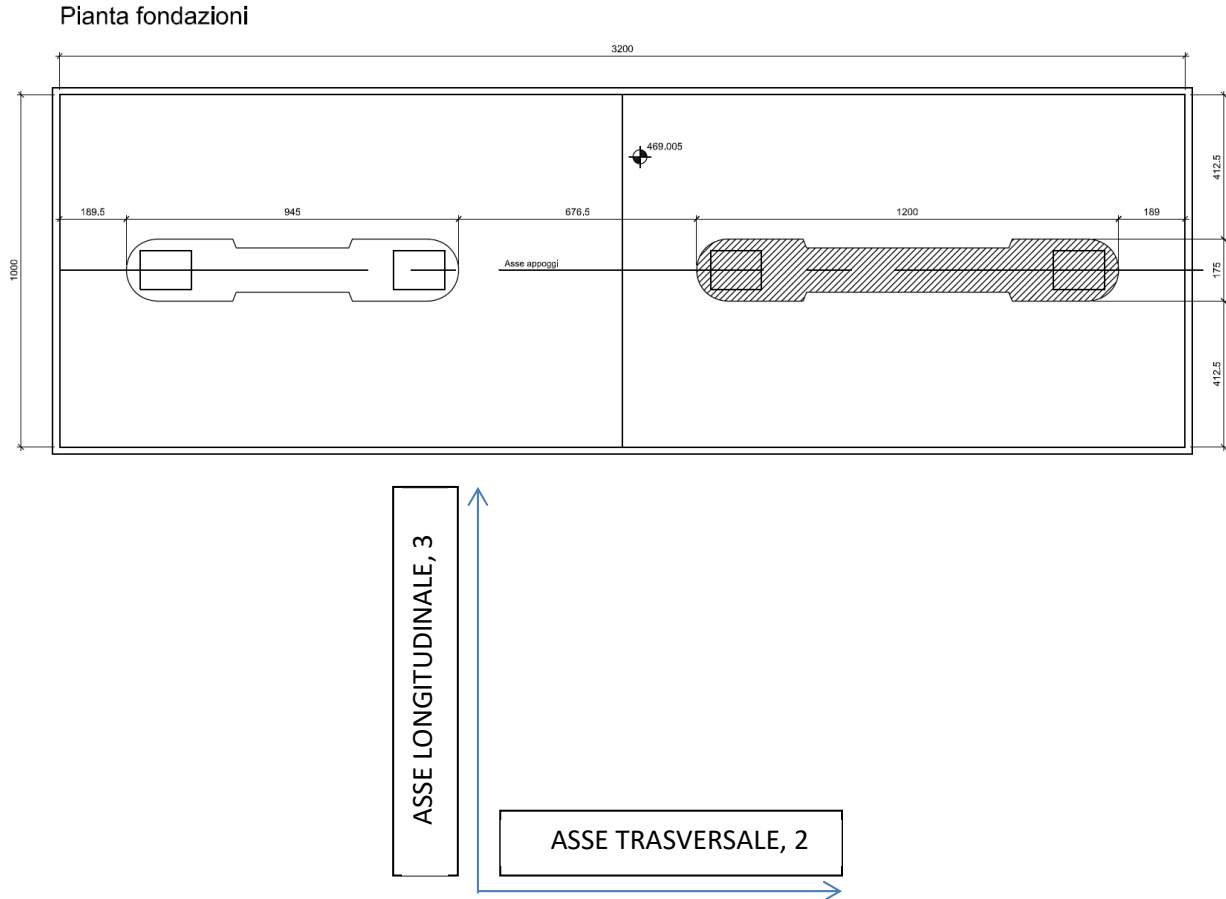
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure - QP</u>		
σ_s	146,3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,097 mm	Valore di calcolo apertura fessure

12.3 FONDAZIONE DIRETTA PILA P3

La fondazione in esame, unica per la pila P3 dx, è di tipo diretto e presenta dimensioni in pianta di 10.00 x 32.00 m e spessore pari a 2.80 m.

Figura 12-66: Pianta fondazione pila P3 Dx



12.3.1 Verifica geotecnica della fondazione pila P3

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso 123 che presenta l'asse 1 positivo verso il basso, l'asse 3 lungo l'asse dell'impalcato e l'asse 2 perpendicolare ad esso.

Infine, tali azioni vengono trasportate ad intradosso plinto, tenendo in conto dei momenti flettenti dovuti alla traslazione dei tagli, del peso proprio del plinto e dell'eventuale peso del terreno sovrastante (opportunamente amplificato). Nel trasporto dei momenti si è tenuto conto anche dell'eccentricità del baricentro delle pile rispetto al baricentro della fondazione contribuendo al momento M3. Note tali sollecitazioni, sono state valutate le eccentricità ed effettuate le verifiche del plinto di fondazione.

Tabella 12.7: Sollecitazioni combinate a piede pila P1

RELAZIONE DI CALCOLO

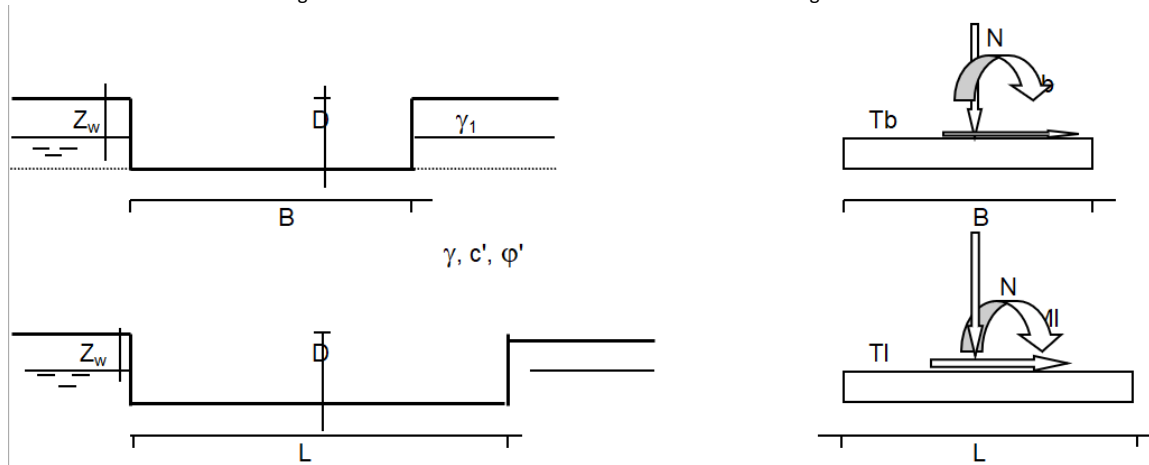
Combinaz TABLE: Joint Reactions			N	TI	Tb	Mzz	Mb	MI	eb	el
Joint			F1	F2	F3	M1	M2	M3	e3	e2
Text			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	KN-m
1 P3	01 SLU G1 Max Carico		103882.5	1068.781	129.903	673.9555	7588.29	14895.55	0.07	0.14
2 P3	01 SLU G1 Max Carico		75695.63	446.632	-363.522	-586.568	-3615.29	-108534	-0.05	-1.43
3 P3	03 SLU G1 Vento+Max car		97695.02	1691.031	23.162	513.6186	9406.737	18744.7	0.10	0.19
4 P3	03 SLU G1 Vento+Max car		76519.5	811.59	-470.478	-554.583	-1793.39	-86296.4	-0.02	-1.13
5 P3	05 SLU G2 Fren+Max car		97702.03	873.786	-332.568	211.2564	14258.55	-3409.1	0.15	-0.03
6 P3	05 SLU G2 Fren+Max car		76529.4	273.755	-764.99	-791.937	4443.865	-100227	0.06	-1.31
7 P3	09 SLE G1 Max car		77674	728.326	115.599	507.4357	5444.825	9849.55	0.07	0.13
8 P3	09 SLE G1 Max car		56787.38	287.925	-257.659	-431.298	-3029.97	-81081.9	-0.05	-1.43
9 P3	11 SLE G1 Vento+Max car		73083.98	1142.33	42.242	390.6153	6603.248	11405.21	0.09	0.16
10 P3	11 SLE G1 Vento+Max car		57398.88	532.064	-326.572	-400.568	-1764.83	-65266.9	-0.03	-1.14
11 P3	13 SLE G2 Fren+Max car		73089.08	583.874	-227.005	164.5499	10384.97	-3724.23	0.14	-0.05
12 P3	13 SLE G2 Fren+Max car		57405.9	159.88	-555.008	-583.298	2940.514	-74914.4	0.05	-1.30
13 P3	15 SLE G1 Max carico (Freq)		73086.21	86.87	171.48	437.8063	2378.108	-17412.6	0.03	-0.24
14 P3	15 SLE G1 Max carico (Freq)		57405.92	-57.713	-95.307	-245.016	-3680.91	-80379.9	-0.06	-1.40
15 P3	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)		73085.76	297.962	145.632	428.3791	3223.135	-11649.1	0.04	-0.16
16 P3	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)		57404.51	60.242	-141.56	-276.134	-3297.7	-77357.3	-0.06	-1.35
17 P3	19 SLE Quasi Perm		59314.28	57.453	99.597	138.4659	467.3472	-47603.5	0.01	-0.80
18 P3	19 SLE Quasi Perm		59255.97	-22.013	-9.591	46.6676	-2006	-50722.9	-0.03	-0.86
19 P3	20 SLC 1+0,3		60468.61	2409.034	7960.045	697.2052	137988.6	7061.072	2.28	0.12
20 P3	20 SLC 1+0,3		58101.65	-2373.59	-7870.04	-512.072	-139527	-105387	-2.40	-1.81
21 P3	24 SLC 0,3+1		60038.77	4430.823	4469.988	748.5614	76976.04	61394.46	1.28	1.02
22 P3	24 SLC 0,3+1		58531.49	-4395.38	-4379.98	-563.428	-78514.7	-159721	-1.34	-2.73
23 P3	28 SLC Z		59317.3	-159.804	-469.006	-52.2831	7898.925	-52256.8	0.13	-0.88
24 P3	28 SLC Z		59258.99	-239.269	-578.193	-144.071	5425.578	-55376.2	0.09	-0.93
25 P3	29 SLV 1+0,3		60060.8	1594.964	5223.894	351.4433	90154.44	-11820.6	1.50	-0.20
26 P3	29 SLV 1+0,3		58509.45	-1559.52	-5133.89	-166.31	-91693.1	-86505.8	-1.57	-1.48
27 P3	33 SLV 0,3+1		59783.09	2916.851	2948.696	452.7075	50364.22	23689.98	0.84	0.40
28 P3	33 SLV 0,3+1		58787.17	-2881.41	-2858.69	-267.574	-51902.9	-122016	-0.88	-2.08
29 P3	37 SLV Z		59315.74	-47.644	-175.463	46.19315	4062.341	-49854.5	0.07	-0.84
30 P3	37 SLV Z		59257.43	-127.109	-284.649	-45.6038	1588.996	-52973.9	0.03	-0.89
31 P3	38 SLD 1+0,3		59505.23	418.481	1327.994	292.9369	21865.54	-39293.5	0.37	-0.66
32 P3	38 SLD 1+0,3		59065.02	-383.041	-1237.99	-107.795	-23404.2	-59033	-0.40	-1.00
33 P3	42 SLD 0,3+1		59433.89	728.706	782.704	269.2251	12375.72	-30928.8	0.21	-0.52
34 P3	42 SLD 0,3+1		59136.36	-693.266	-692.698	-84.0916	-13914.4	-67397.6	-0.24	-1.14
35 P3	46 SLD Z		59314.4	49.481	78.731	131.4629	740.0461	-47774.2	0.01	-0.81
36 P3	46 SLD Z		59256.08	-29.985	-30.456	39.67475	-1733.3	-50893.7	-0.03	-0.86
37 P3	47 SLO 1+0,3		59451.22	298.129	938.207	267.3277	15007.34	-42123	0.25	-0.71
38 P3	47 SLO 1+0,3		59119.04	-262.688	-848.202	-82.1855	-16546	-56203.4	-0.28	-0.95
39 P3	51 SLO 0,3+1		59400.02	504.403	565.892	240.1	8557.667	-36541.5	0.14	-0.62
40 P3	51 SLO 0,3+1		59170.24	-468.963	-475.886	-54.9665	-10096.3	-61785	-0.17	-1.04
41 P3	55 SLO Z		59314.34	53.38	88.936	134.896	606.6726	-47690.7	0.01	-0.80
42 P3	55 SLO Z		59256.03	-26.086	-20.25	43.0991	-1866.67	-50810.1	-0.03	-0.86
43 P3	06 SLU G2 Fcentr+Max car		97695.22	947.277	104.897	546.584	6799.945	-1567.39	0.07	-0.02
44 P3	06 SLU G2 Fcentr+Max car		76522.59	347.246	-327.525	-456.609	-3014.74	-98385.5	-0.04	-1.29

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla combinazione SLU n.1 (Massimo valore di sforzo normale), alle combinazioni 20 e 22 caratterizzate dal massimo valore dell'eccentricità nelle due direzioni e alle combinazioni 19 e 21 relative al massimo valore dell'azione di taglio nelle due direzioni.

Nella tabella è riportata la corrispondente simbologia delle sollecitazioni utilizzate nel foglio di calcolo (N=F1; Tb=F3, TI=T2; Mzz=M1; Mb=M2; MI=M3).

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-67: Sistema di riferimento utilizzato nelle verifiche geotecniche.



Si riportano nel seguito le sintesi delle verifiche eseguite in condizioni drenate e non drenate:

Combinazione	Condizioni drenate					
	q _{es} [kPa]	q _{lim} [kPa]	FS [-]	T [kN]	T _{max} [kN]	FS[-]
1	332.42	1492.93	4.49	56581.09	1076.65	0.02
19	350.17	1109.33	3.17	8316.60	32661.06	3.93
20	110.17	1486.25	13.49	8220.19	42128.05	5.12
21	269.55	1202.67	4.46	6293.88	33953.37	5.39
22	123.21	1435.72	11.65	6205.13	40768.28	6.57

Combinazione	Condizioni non drenate					
	q _{es} [kPa]	q _{lim} [kPa]	FS [-]	T [kN]	T _{max} [kN]	FS[-]
1	365.67	479.02	1.31	1184.31	46306.69	39.10
19	385.19	482.31	1.25	9148.26	25588.52	2.80
20	121.18	458.69	3.79	9042.20	78149.91	8.64
21	296.50	471.30	1.59	6923.27	33005.70	4.77
22	135.53	459.96	3.39	6825.64	70396.44	10.31

Si riporta nel seguito i tabulati di verifica in condizioni drenate e non drenate per la combinazione n.22, le altre verifiche son riportate in allegato.

RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione 22 – condizioni drenata

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot bc \cdot gc + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot bq \cdot gq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

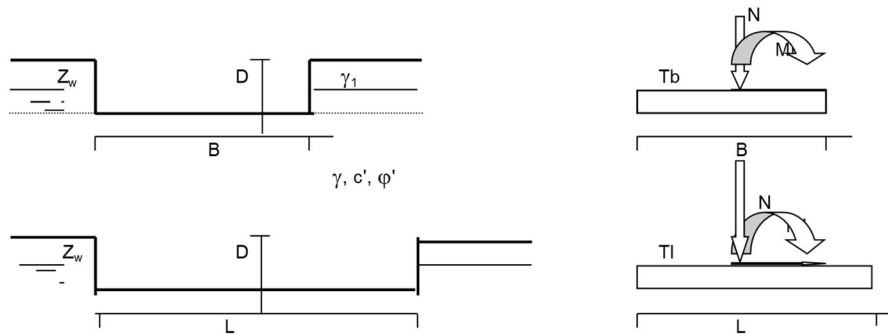
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali						
	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10.00 (m)
L = 32.00 (m)
D = 3.90 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	58531.49	0.00	58531.49
Mb [kNm]	-78514.69	0.00	-78514.69
MI [kNm]	-159720.87	0.00	-159720.87
Tb [kN]	-4395.38	0.00	-4395.38
TI [kN]	-4379.98	0.00	-4379.98
H [kN]	6205.13	0.00	6205.13

RELAZIONE DI CALCOLO

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20.30 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.30 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 32.70 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 32.70 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 22.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= -1.34 \quad (\text{m}) \\ e_L &= -2.73 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 12.68 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 37.46 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 79.17 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 12.64$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 23.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 13.66$$

s_c, s_q, s _{γ} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.18$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.86$$

i_c, i_q, i _{γ} : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 45.10 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.50 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

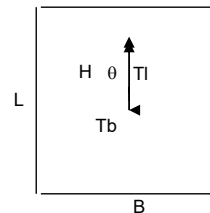
$$i_q = 0.90$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.89$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.84$$



RELAZIONE DI CALCOLO

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.09$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.10$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3302.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 123.21 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1435.72 \geq q = 123.21 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 6205.13 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 44845.11 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 40768.28 \geq H_d = 6205.13 \quad (\text{kN})$$

Combinazione 22- condizione non drenata

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = -1.34 \quad (\text{m})$$

$$e_L = -2.73 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 12.68 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 37.46 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 79.17 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.07$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25$$

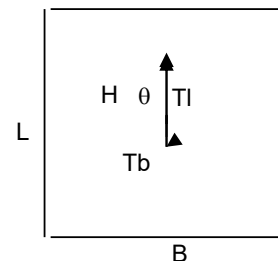
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 45.10 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.50$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.97$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.12$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1057.90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 135.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 459.96 \geq q = 135.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 6825.64 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = cu B^* L^*$$

$$Sd = 77436.09 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 70396.44 \geq Hd = 6825.64 \quad (\text{kN})$$

12.3.1.1 Calcolo dei cedimenti

La condizione di carico a cui si fa riferimento per le verifiche è quella corrispondente alla combinazione n.17 SLE Quasi Permanente.

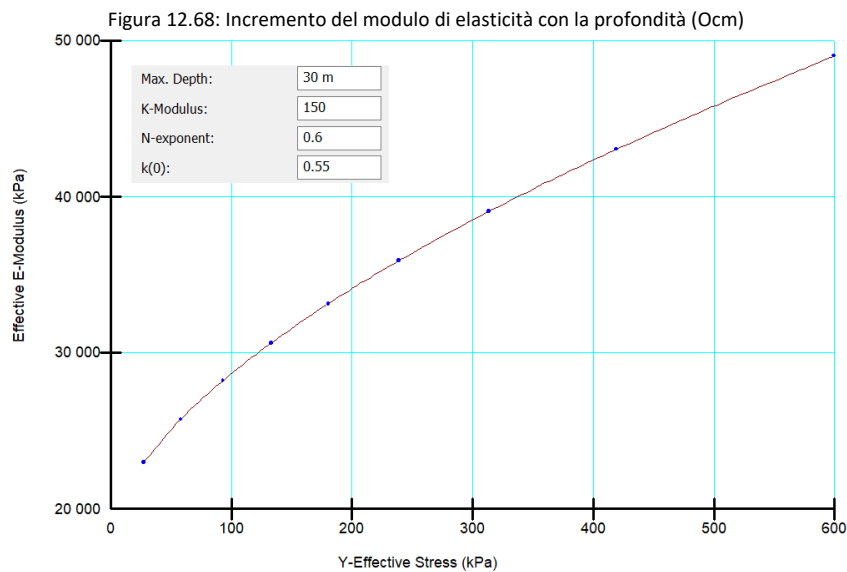
Nel calcolo dei cedimenti è stato considerato il naturale incremento del modulo di elasticità iniziale con la profondità:

$$E_i = K_L P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

dove:

- K_L è il numero del modulo e l'esponente del modulo; entrambi questi parametri sono numeri adimensionali (un valore tipico per l'esponente modulo è circa 0,5)
- la pressione atmosferica P_a viene introdotta per rendere il rapporto indipendente dall'unità impostata.
- σ_3 tensione di confinamento pari a $k_0 \cdot \sigma_1$

Per il calcolo dei cedimenti è stato considerato, relativamente alla formazione più profonda Ocm un modulo di elasticità pari a 40 MPa.



Mentre relativamente alla formazione più superficiale Mc è stato considerato il valore del modulo di elasticità definito nella tabella dei parametri geotecnici pari a 50 MPa.

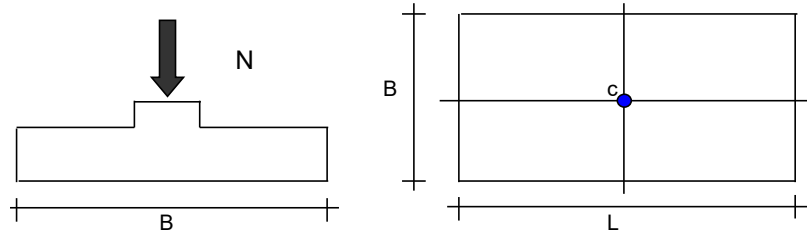
Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento pari a 4.46 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-69: Input di calcolo e verifiche
CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3) * (1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3) * R_1^2$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3) * R_2^2$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_{zi} - v_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

- B = 10.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 32.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 59314 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 185.36 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Mc	8.00	0.0	8.0	1.0	50000	0.30	1.77
2	Ocm	32.00	8.0	40.0	2.0	40000	0.30	2.69
-		10.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		60.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 4.46 \text{ (cm)}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	ν	δ_i	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	1.0	1							50000	0.30		
1.00	1.0	1	16.01	5.02	16.77	173.22	159.88	149.83	50000	0.30	0.16	0.16
2.00	1.0	1	16.07	5.22	16.83	153.06	28.92	22.01	50000	0.30	0.28	0.44
3.00	1.0	1	16.19	5.59	16.95	139.15	20.99	11.18	50000	0.30	0.26	0.70
4.00	1.0	1	16.38	6.10	17.12	128.43	15.56	4.41	50000	0.30	0.24	0.94
5.00	1.0	1	16.62	6.73	17.36	118.80	11.75	0.44	50000	0.30	0.23	1.17
6.00	1.0	1	16.92	7.43	17.64	109.69	8.96	-1.78	50000	0.30	0.22	1.39
7.00	1.0	1	17.27	8.20	17.98	101.11	6.87	-2.96	50000	0.30	0.20	1.59
8.00	1.0	1	17.67	9.01	18.36	93.15	5.25	-3.52	50000	0.30	0.19	1.77
10.00	2.0	2	18.36	10.30	19.03	82.46	3.46	-3.76	40000	0.30	0.21	1.98
12.00	2.0	2	19.42	12.08	20.05	70.38	1.86	-3.58	40000	0.30	0.35	2.33
14.00	2.0	2	20.62	13.93	21.21	60.43	0.85	-3.21	40000	0.30	0.31	2.64
16.00	2.0	2	21.93	15.81	22.49	52.19	0.21	-2.81	40000	0.30	0.26	2.90
18.00	2.0	2	23.35	17.72	23.87	45.33	-0.19	-2.45	40000	0.30	0.23	3.13
20.00	2.0	2	24.84	19.65	25.34	39.59	-0.42	-2.14	40000	0.30	0.20	3.33
22.00	2.0	2	26.40	21.59	26.87	34.77	-0.56	-1.87	40000	0.30	0.18	3.51
24.00	2.0	2	28.02	23.54	28.46	30.69	-0.63	-1.64	40000	0.30	0.16	3.67
26.00	2.0	2	29.68	25.50	30.10	27.23	-0.66	-1.45	40000	0.30	0.14	3.81
28.00	2.0	2	31.38	27.46	31.78	24.28	-0.66	-1.29	40000	0.30	0.12	3.93
30.00	2.0	2	33.12	29.43	33.50	21.74	-0.65	-1.15	40000	0.30	0.11	4.04
32.00	2.0	2	34.89	31.40	35.24	19.56	-0.63	-1.03	40000	0.30	0.10	4.14
34.00	2.0	2	36.67	33.38	37.01	17.68	-0.60	-0.92	40000	0.30	0.09	4.23
36.00	2.0	2	38.48	35.36	38.81	16.03	-0.57	-0.83	40000	0.30	0.08	4.32
38.00	2.0	2	40.31	37.34	40.62	14.60	-0.54	-0.76	40000	0.30	0.07	4.39
40.00	2.0	2	42.15	39.32	42.45	13.34	-0.51	-0.69	40000	0.30	0.07	4.46

12.3.2 Verifica strutturale del plinto di fondazione

Le verifiche della platea di fondazione viene condotta facendo riferimento alle sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione, al peso della platea e al peso del terreno sovrastante la stessa, per ciascuna combinazione di carico definita.

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso XYZ che presenta l'asse Y lungo l'asse dell'impalcato, l'asse X perpendicolare ad esso e l'asse Z positivo verso l'alto

Si riporta di seguito una schematizzazione del sistema di riferimento utilizzato per le verifiche strutturali della fondazione.

F1=-FZ

F2=FX

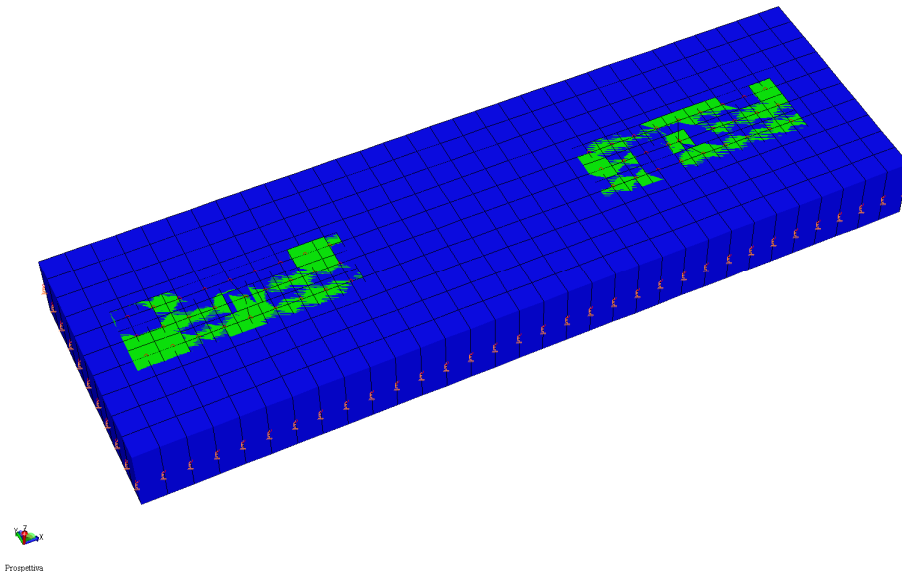
F3=FY

M1=MZ

M2=-MX

M3=-MY

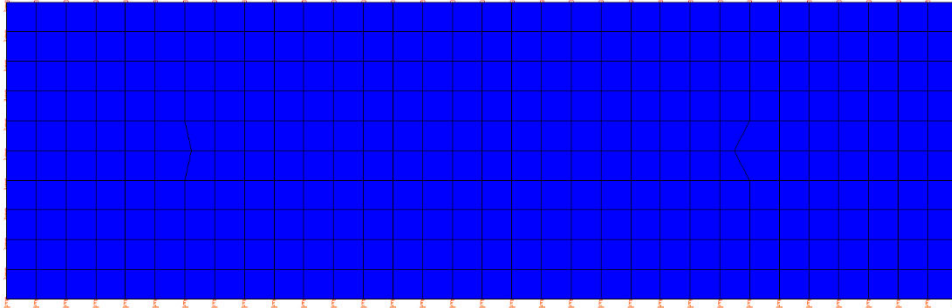
Figura 12-70: Modello di calcolo fondazione pila



Prospettiva

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-71: Modello di calcolo fondazione pila-pianta.



RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.8: Sollecitazioni elementari piede pila P3 Dx

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P3	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Max	29985,533	520,73	64,199	326,8931	3697,9597	37168,8956
P3	01 SLU G1 Max Carico	Combination	Min	13900,398	222,337	-184,78	-220,4761	-1293,4438	-22578,6049
P3	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Max	26452,84	827,488	10,648	272,0556	4738,3515	39203,1631
P3	03 SLU G1 Vento+Max car	Combination	Min	14369,808	402,21	-236,92	-149,041	-221,2778	-11136,9374
P3	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Max	26457,017	426,455	-165,528	257,4274	7661,3689	29491,4819
P3	05 SLU G2 Fren+Max car	Combination	Min	14375,764	137,726	-383,019	-156,8435	3302,785	-17217,9354
P3	09 SLE G1 Max car	Combination	Max	21950,244	354,386	57,353	240,3308	2620,5318	27105,3493
P3	09 SLE G1 Max car	Combination	Min	10031,529	143,447	-130,932	-164,735	-1153,9844	-16940,4794
P3	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Max	19329,638	558,526	20,526	198,5677	3289,1983	28042,6903
P3	11 SLE G1 Vento+Max car	Combination	Min	10379,976	263,723	-164,45	-112,311	-416,5641	-8751,4253
P3	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Max	19332,647	284,548	-112,832	188,7986	5556,026	21412,2528
P3	13 SLE G2 Fren+Max car	Combination	Min	10384,171	80,777	-277,757	-117,5296	2250,9606	-12961,4073
P3	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Max	19331,54	39,152	84,817	174,5686	1002,5309	15366,1811
P3	15 SLE G1 Max carico (Freq)	Combination	Min	10384,842	-28,069	-50,033	-124,9338	-1701,4891	-15376,7959
P3	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Max	19331,16	143,027	71,958	179,3684	1459,8644	17901,4829
P3	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	Combination	Min	10383,869	30,289	-72,916	-122,4093	-1444,5041	-14051,7218
P3	19 SLE Quasi Perm	Combination	Max	11469,634	25,995	48,055	20,2895	117,2111	2833,4312
P3	19 SLE Quasi Perm	Combination	Min	11439,65	-12,1	-5,922	-17,5481	-962,5122	1394,7051
P3	20 SLC 1+0,3	Combination	Max	11769,997	1205,924	4243,303	173,3911	62058,6049	29810,5663
P3	20 SLC 1+0,3	Combination	Min	11139,288	-1192,029	-4201,17	-135,5536	-62903,9061	-25582,4299
P3	24 SLC 0,3+1	Combination	Max	11657,964	2240,236	2371,936	182,7147	34431,7001	53597,9871
P3	24 SLC 0,3+1	Combination	Min	11251,32	-2226,341	-2329,803	-144,8771	-35277,0013	-49369,8507
P3	28 SLC Z	Combination	Max	11471,48	-84,706	-246,388	22,377	4801,7254	786,56
P3	28 SLC Z	Combination	Min	11441,496	-122,801	-300,365	19,6356	3722,0021	-652,1661
P3	29 SLV 1+0,3	Combination	Max	11664	797,422	2791,012	120,3891	40615,4832	20470,7662
P3	29 SLV 1+0,3	Combination	Min	11245,285	-783,526	-2748,879	-82,5515	-41460,7844	-16242,6299
P3	33 SLV 0,3+1	Combination	Max	11591,712	1473,643	1567,467	126,4848	22552,5979	36022,7401
P3	33 SLV 0,3+1	Combination	Min	11317,573	-1459,748	-1525,334	-88,6472	-23397,8991	-31794,6037
P3	37 SLV Z	Combination	Max	11470,527	-27,556	-94,381	21,2993	2383,3256	1843,2657
P3	37 SLV Z	Combination	Min	11440,543	-65,651	-148,357	18,5579	1303,6023	404,5396
P3	38 SLD 1+0,3	Combination	Max	11518,501	206,007	700,117	44,2803	9678,1011	6948,9233
P3	38 SLD 1+0,3	Combination	Min	11390,784	-192,112	-657,985	-6,4427	-10523,4023	-2720,7869
P3	42 SLD 0,3+1	Combination	Max	11500,085	363,909	409,39	45,4143	5417,3936	10579,9556
P3	42 SLD 0,3+1	Combination	Min	11409,2	-350,014	-367,257	-7,5767	-6262,6948	-6351,8192
P3	46 SLD Z	Combination	Max	11469,702	21,933	37,25	20,3661	289,1095	2758,3212
P3	46 SLD Z	Combination	Min	11439,718	-16,162	-16,727	17,6247	-790,6138	1319,5951
P3	47 SLO 1+0,3	Combination	Max	11504,065	143,654	491,961	36,5027	6593,0628	5522,8823
P3	47 SLO 1+0,3	Combination	Min	11405,22	-129,758	-449,829	1,3349	-7438,3639	-1294,7459
P3	51 SLO 0,3+1	Combination	Max	11491,021	246,895	294,031	37,097	3706,9016	7896,268
P3	51 SLO 0,3+1	Combination	Min	11418,263	-233	-251,898	0,7406	-4552,2028	-3668,1316
P3	55 SLO Z	Combination	Max	11469,669	23,92	42,534	20,3286	205,0366	2795,0564
P3	55 SLO Z	Combination	Min	11439,685	-14,176	-11,442	17,5872	-874,6867	1356,3303
P3	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Max	26453,339	459,133	51,369	259,5702	3323,2804	30203,0396
P3	06 SLU G2 Fcentr+Max car	Combination	Min	14372,086	170,404	-166,122	-154,7007	-1035,3034	-16506,3777

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.9: Sollecitazioni elementari piede pila P3 Sx

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P3	01 SLU G1	Combinat	Max	31620,7	548,051	65,704	245,1932	3526,602	31729,74
P3	01 SLU G1	Combinat	Min	19518,97	224,295	-178,742	-177,622	-1303,98	-11692,7
P3	03 SLU G1	Combinat	Max	28965,92	863,543	12,514	208,3416	4603,532	35900,06
P3	03 SLU G1	Combinat	Min	19873,43	409,38	-233,558	-119,657	-254,773	-2446,03
P3	05 SLU G2	Combinat	Max	28968,76	447,331	-167,04	192,563	7528,373	25738,36
P3	05 SLU G2	Combinat	Min	19877,38	136,029	-381,971	-128,603	3283,052	-8802,24
P3	09 SLE G1	Combinat	Max	23203,55	373,94	58,246	180,659	2500,616	22996,13
P3	09 SLE G1	Combinat	Min	14235,65	144,478	-126,727	-132,275	-1154,54	-8943,43
P3	11 SLE G1	Combinat	Max	21234,14	583,804	21,716	152,3185	3195,772	25494,49
P3	11 SLE G1	Combinat	Min	14498,7	268,341	-162,122	-89,7627	-433,867	-2393,13
P3	13 SLE G2	Combinat	Max	21236,23	299,326	-114,173	141,6186	5464,558	18553,94
P3	13 SLE G2	Combinat	Min	14501,53	79,103	-277,251	-95,9075	2243,576	-6796,69
P3	15 SLE G1	Combinat	Max	21234,47	47,718	86,663	130,0901	895,4326	12295,12
P3	15 SLE G1	Combinat	Min	14500,88	-29,644	-45,274	-100,603	-1712,57	-9250,01
P3	17 SLE G1	Combinat	Max	21234,4	154,935	73,674	134,5358	1355,501	14935
P3	17 SLE G1	Combinat	Min	14500,44	29,953	-68,644	-98,4352	-1456,83	-7878,64
P3	19 SLE Qu	Combinat	Max	15324,45	31,458	51,542	18,0834	71,2645	3819,853
P3	19 SLE Qu	Combinat	Min	15296,12	-9,913	-3,669	14,3589	-1016,64	2337,905
P3	20 SLC 1+0	Combinat	Max	16178,41	1203,11	3716,742	113,6211	53641,86	30919,71
P3	20 SLC 1+0	Combinat	Min	14442,16	-1181,56	-3668,87	-81,1788	-54587,2	-24762
P3	24 SLC 0,3	Combinat	Max	15860,61	2190,587	2098,052	129,9615	30028,37	53575,11
P3	24 SLC 0,3	Combinat	Min	14759,97	-2169,04	-2050,18	-97,5191	-30973,7	-47417,4
P3	28 SLC Z	Combinat	Max	15325,62	-75,098	-222,618	17,8867	4410,416	1817,403
P3	28 SLC Z	Combinat	Min	15297,29	-116,468	-277,828	14,1623	3322,516	335,4555
P3	29 SLV 1+0	Combinat	Max	15876,6	797,542	2432,882	80,301	34912,06	21536,39
P3	29 SLV 1+0	Combinat	Min	14743,97	-775,997	-2385,01	-47,8587	-35857,4	-15378,6
P3	33 SLV 0,3	Combinat	Max	15671,18	1443,208	1381,229	91,1461	19555,27	36351,48
P3	33 SLV 0,3	Combinat	Min	14949,39	-1421,66	-1333,36	-58,7037	-20500,6	-30193,7
P3	37 SLV Z	Combinat	Max	15325,02	-20,088	-81,082	17,9883	2170,311	2851,176
P3	37 SLV Z	Combinat	Min	15296,69	-61,458	-136,292	14,2638	1082,411	1369,228
P3	38 SLD 1+0	Combinat	Max	15466,53	212,474	627,877	33,1226	8469,057	8010,979
P3	38 SLD 1+0	Combinat	Min	15154,04	-190,929	-580,004	-0,6802	-9414,43	-1853,22
P3	42 SLD 0,3	Combinat	Max	15413,61	364,797	373,314	35,5019	4766,753	11502,57
P3	42 SLD 0,3	Combinat	Min	15206,96	-343,252	-325,441	-3,0596	-5712,12	-5344,81
P3	46 SLD Z	Combinat	Max	15324,49	27,548	41,481	18,0762	230,4898	3746,373
P3	46 SLD Z	Combinat	Min	15296,16	-13,823	-13,729	14,3517	-857,411	2264,425
P3	47 SLO 1+0	Combinat	Max	15426,95	154,475	446,246	28,3992	5787,297	6670,973
P3	47 SLO 1+0	Combinat	Min	15193,62	-132,93	-398,373	4,0431	-6732,67	-513,215
P3	51 SLO 0,3	Combinat	Max	15388,79	257,508	271,861	29,9781	3266,268	9030,331
P3	51 SLO 0,3	Combinat	Min	15231,78	-235,963	-223,988	2,4642	-4211,64	-2872,57
P3	55 SLO Z	Combinat	Max	15324,47	29,46	46,402	18,0797	152,6152	3782,311
P3	55 SLO Z	Combinat	Min	15296,14	-11,91	-8,808	14,3552	-935,285	2300,363
P3	06 SLU G2	Combinat	Max	28965,62	488,144	53,528	195,8597	3182,953	26663,27
P3	06 SLU G2	Combinat	Min	19874,25	176,842	-161,403	-125,306	-1062,37	-7877,33

RELAZIONE DI CALCOLO

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso XYZ che presenta l'asse Y lungo l'asse dell'impalcato, l'asse X perpendicolare ad esso e l'asse Z positivo verso il basso.

La platea sia in direzione longitudinale (lungo X) che trasversale (lungo Y) viene modellata con elementi shell con costante di sottofondo determinata attraverso la formulazione di **Vesic** (1937), con riferimento allo strato appartenente alla formazione Mc, pari a:

$$k_v = 0.65 \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot B^4}{E_{cls} \cdot I_{cls}}} = 3.512 \times 10^3 \frac{kN}{m^3}$$

Le sollecitazioni derivanti dalla pila Dx e Sx sono state applicate come carichi nodali; per ogni pila sono stati inoltre modellati 12 nodi e 33 nodi collegati tra loro con link rigidi al fine di rappresentare l'area di impronta della pila sulla fondazione.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLU analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

PILA DX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	MY	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P3	01 SLU G1 Max Carico	520,73	64,199	-29985,5	-3697,96	37168,9	326,8931
P3	01 SLU G1 Max Carico	222,337	-184,78	-13900,4	1293,444	-22578,6	-220,476
P3	20 SLC 1+0,3	1205,924	4243,303	-11770	-62058,6	29810,57	173,3911
P3	20 SLC 1+0,3	-1192,03	-4201,17	-11139,3	62903,91	-25582,4	-135,554
P3	24 SLC 0,3+1	2240,236	2371,936	-11658	-34431,7	53597,99	182,7147
P3	24 SLC 0,3+1	-2226,34	-2329,8	-11251,3	35277	-49369,9	-144,877

PILA SX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	MY	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P3	01 SLU G1 Max Carico	548,051	65,704	-31620,7	-3526,6	31729,74	245,1932
P3	01 SLU G1 Max Carico	224,295	-178,742	-19519	1303,983	-11692,7	-177,622
P3	20 SLC 1+0,3	1203,11	3716,742	-16178,4	-53641,9	30919,71	113,6211
P3	20 SLC 1+0,3	-1181,56	-3668,87	-14442,2	54587,23	-24762	-81,1788
P3	24 SLC 0,3+1	2190,587	2098,052	-15860,6	-30028,4	53575,11	129,9615
P3	24 SLC 0,3+1	-2169,04	-2050,18	-14760	30973,74	-47417,4	-97,5191

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLE analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

RELAZIONE DI CALCOLO

PILA DX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	My	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P3d	09SLEmax	354,386	57,353	-21950,2	-2620,53	27105,35	240,3308
P3d	11SLEmax	558,526	20,526	-19329,6	-3289,2	28042,69	198,5677
P3d	13SLEmin	80,777	-277,757	-10384,2	-2250,96	-12961,4	-117,53
P3d	13SLEmax	284,548	-112,832	-19332,6	-5556,03	21412,25	188,7986
P3d	15SLEmaxFRE	-28,069	-50,033	-10384,8	1701,489	-15376,8	-124,934
P3d	15SLEminFRE	30,289	-72,916	-10383,9	1444,504	-14051,7	-122,409
P3d	17SLEmaxFRE	-12,1	-5,922	-11439,7	962,5122	1394,705	17,5481
P3d	17SLEminFRE	25,995	48,055	-11469,6	-117,211	2833,431	20,2895
P3d	19QPmax	39,152	84,817	-19331,5	-1002,53	15366,18	174,5686
P3d	19QPmin	143,027	71,958	-19331,2	-1459,86	17901,48	179,3684

PILA SX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	My	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P3s	09SLEmax	373,94	58,246	-23203,6	-2500,62	22996,13	180,659
P3s	11SLEmax	583,804	21,716	-21234,1	-3195,77	25494,49	152,3185
P3s	13SLEmin	79,103	-277,251	-14501,5	-2243,58	-6796,69	-95,9075
P3s	13SLEmax	299,326	-114,173	-21236,2	-5464,56	18553,94	141,6186
P3s	15SLEmaxFRE	-29,644	-45,274	-14500,9	1712,565	-9250,01	-100,603
P3s	15SLEminFRE	29,953	-68,644	-14500,4	1456,826	-7878,64	-98,4352
P3s	17SLEmaxFRE	-9,913	-3,669	-15296,1	1016,636	2337,905	14,3589
P3s	17SLEminFRE	31,458	51,542	-15324,5	-71,2645	3819,853	18,0834
P3s	19QPmax	47,718	86,663	-21234,5	-895,433	12295,12	130,0901
P3s	19QPmin	154,935	73,674	-21234,4	-1355,5	14935	134,5358

12.3.3 Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio

Di seguito si riporta lo schema con le sollecitazioni massime di momento, taglio e sforzo normale nella combinazione di carico :

- SLU – STR
- SLE

L'analisi FEM della struttura sotto azioni di progetto ha consentito di determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali.

I risultati delle analisi sono riportati in forma di tabulati di calcolo allegati

L'andamento delle sollecitazioni unitarie nell'elemento strutturale per le combinazioni SLU-STR sono le seguenti:

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-72 : Inviluppo SLU delle sollecitazioni Sxx (kN/m2).

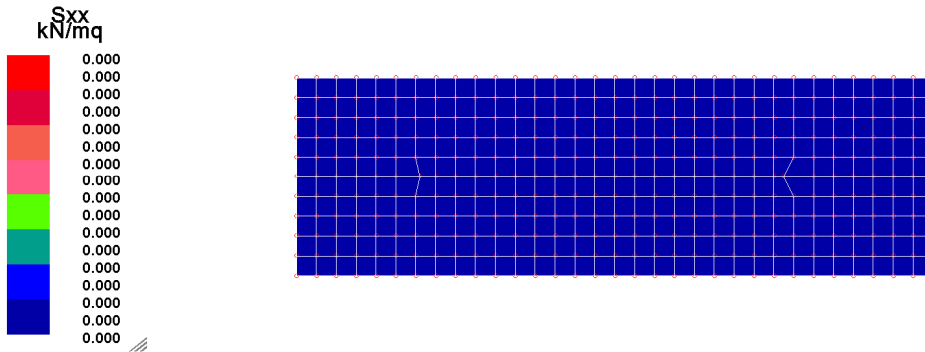
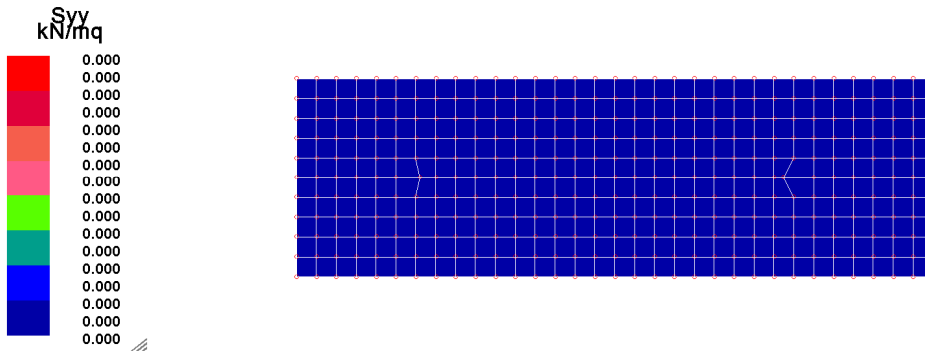


Figura 12-73: Inviluppo SLU delle sollecitazioni Syy (kN/m2).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-74: Involuppo SLU delle sollecitazioni Sxy (kN/m2).

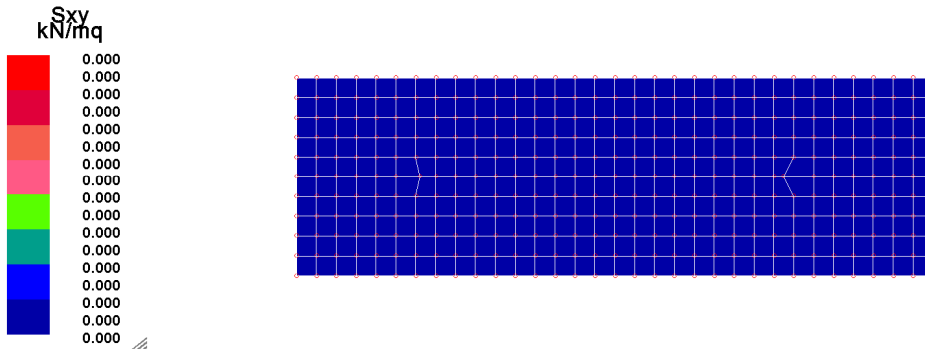
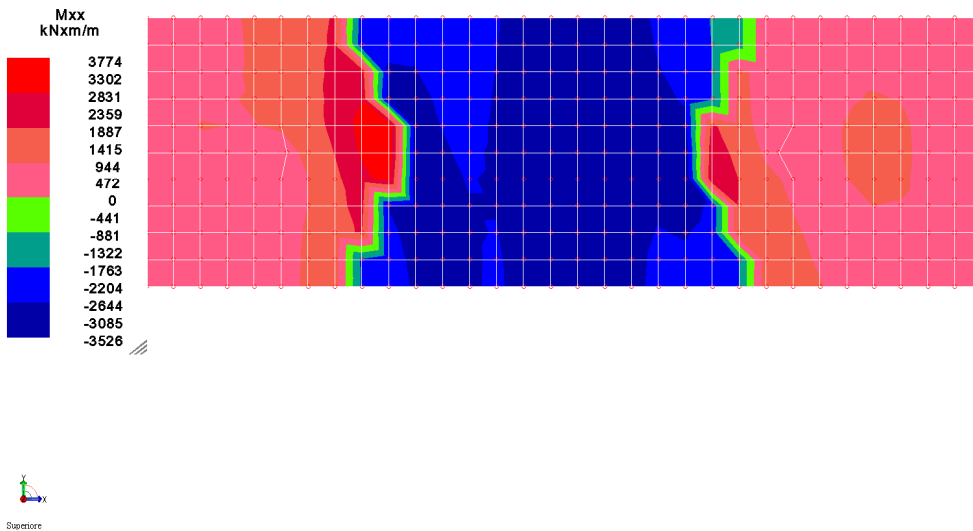


Figura 12-75: Involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti Mxx (kN-m/m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-76: Inviluppo SLU delle sollecitazioni flettenti Myy (kN-m/m).

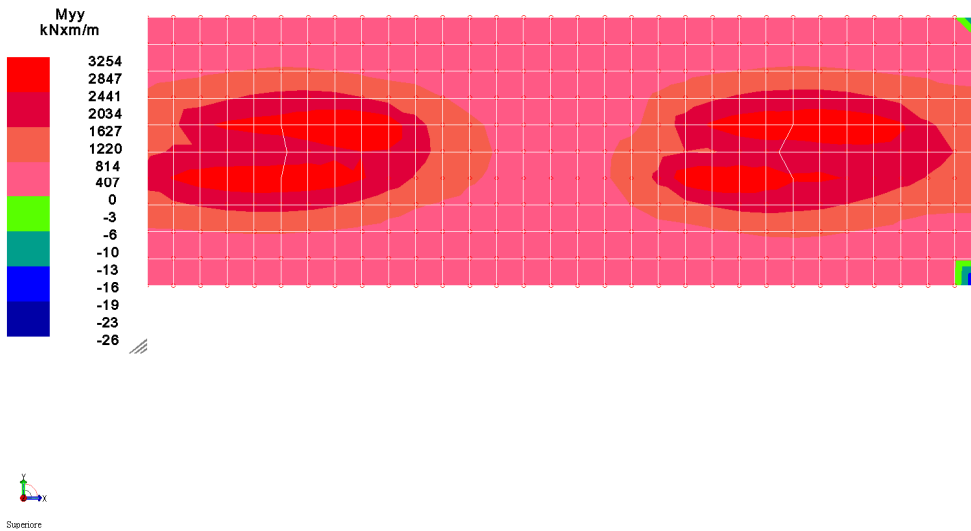
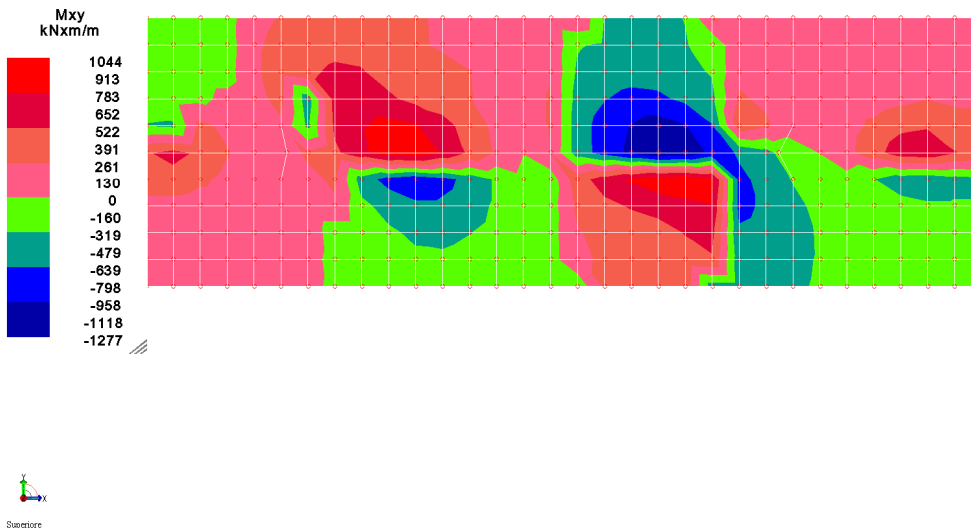


Figura 12-77: Inviluppo SLU delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN-m/m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-78: Involuppo SLU delle sollecitazioni di taglio TM_{xx} (kN/m²).

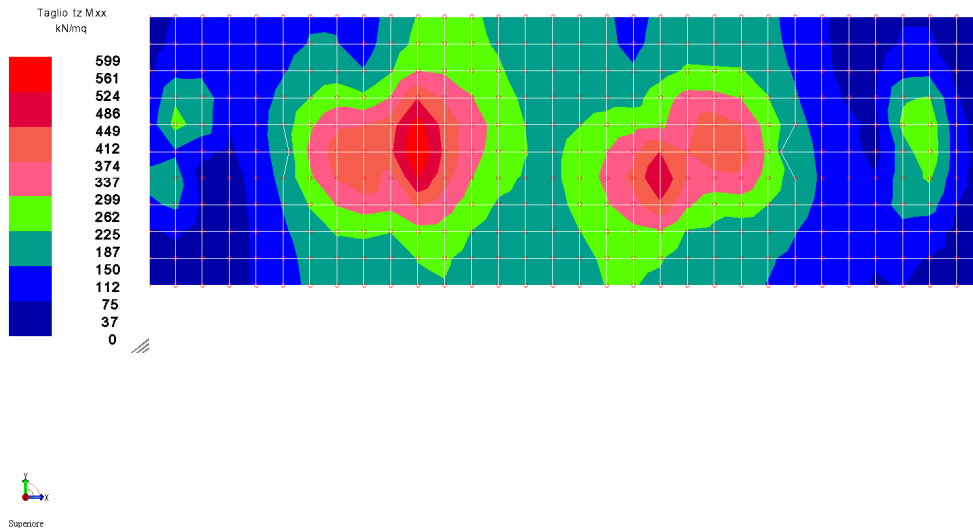
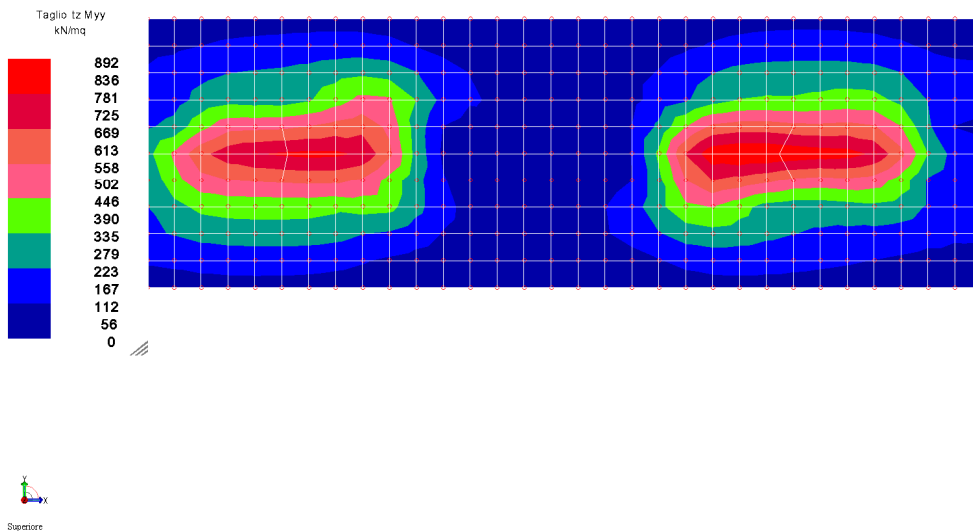


Figura 12-79: Involuppo SLU delle sollecitazioni di taglio TM_{yy} (kN/m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

L'andamento delle sollecitazioni unitarie nell'elemento strutturale per le combinazioni SLE sono le seguenti:

Figura 12-80. Inviluppo SLE delle sollecitazioni S_{xx} (kN/m²).

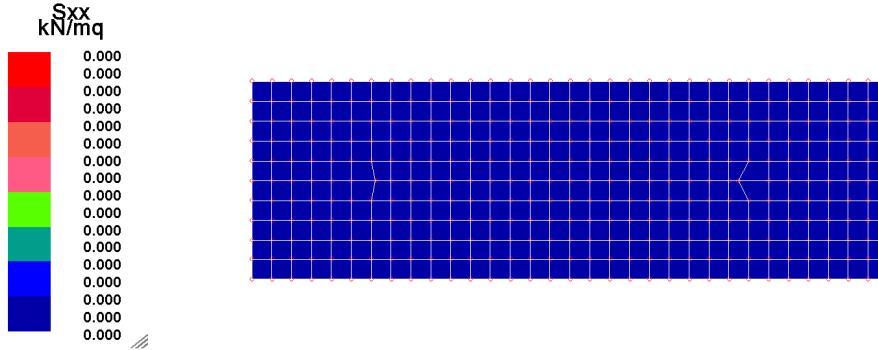
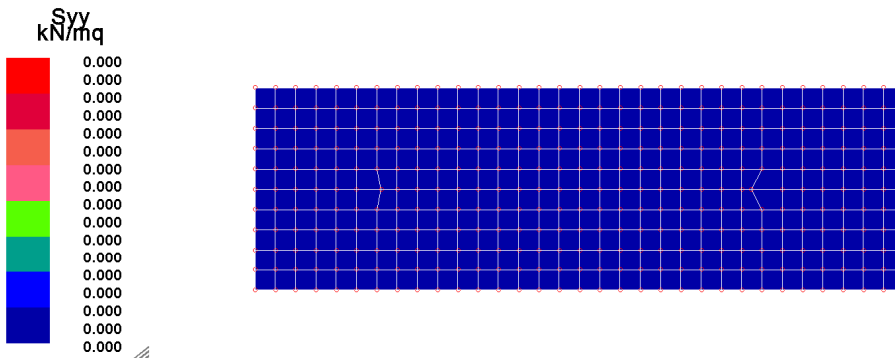


Figura 12-81. Inviluppo SLE delle sollecitazioni S_{yy} (kN/ m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-82 Inviluppo SLE delle sollecitazioni Sxy (kN/ m²).

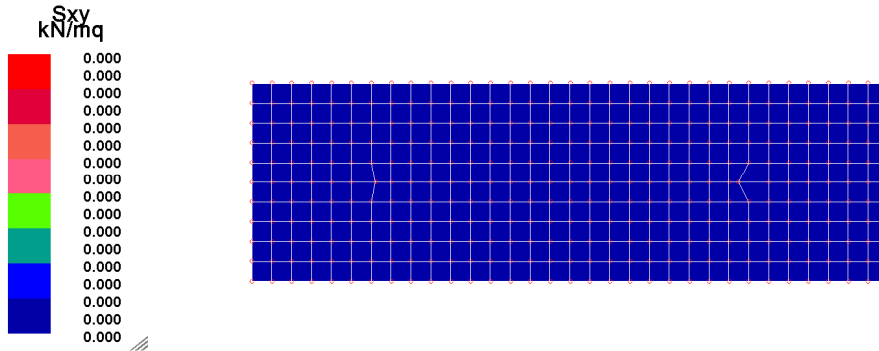
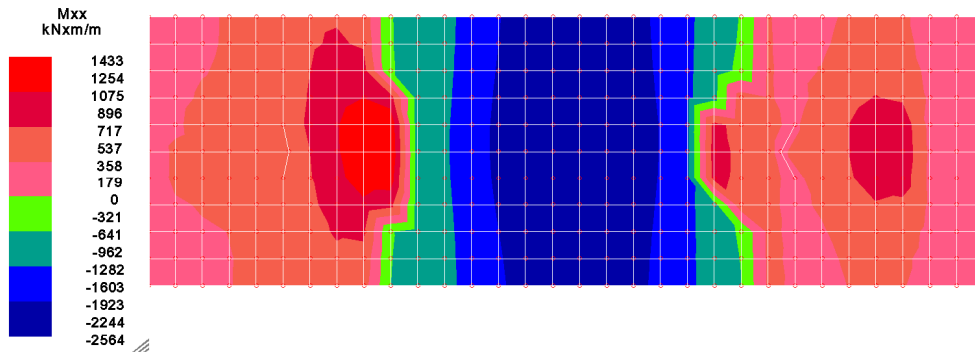


Figura 12-83. Inviluppo SLE delle sollecitazioni flettenti Mxx (kN-m/ m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-84. Inviluppo SLE delle sollecitazioni flettenti Myy (kN-m/ m).

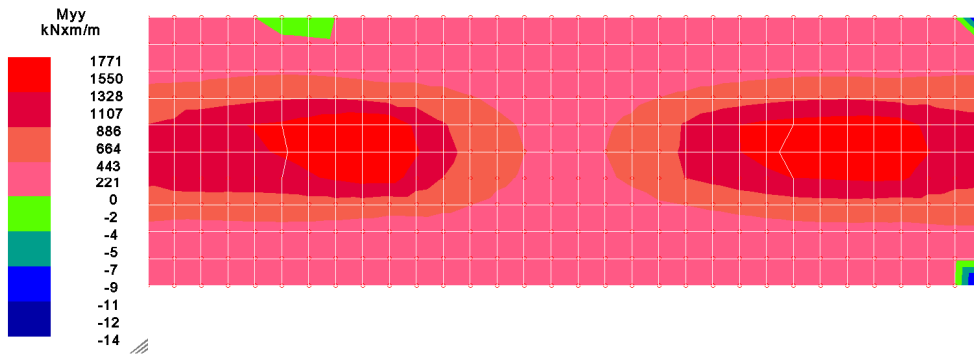
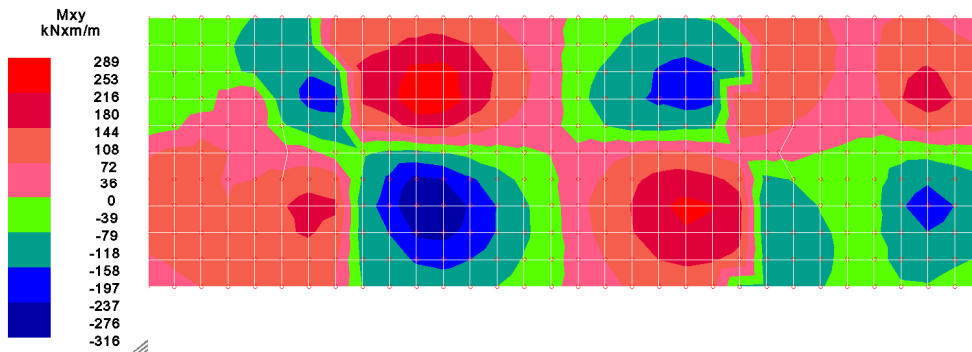


Figura 12-85. Inviluppo SLE delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN-m/ m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-86. Involuppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Mxx (kN/m²).

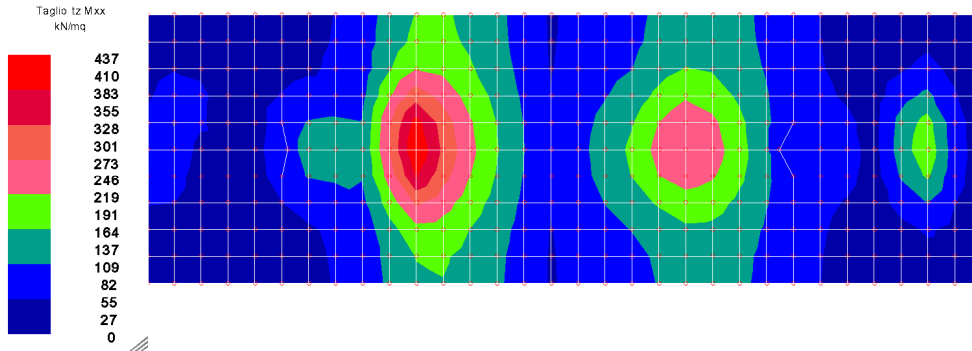
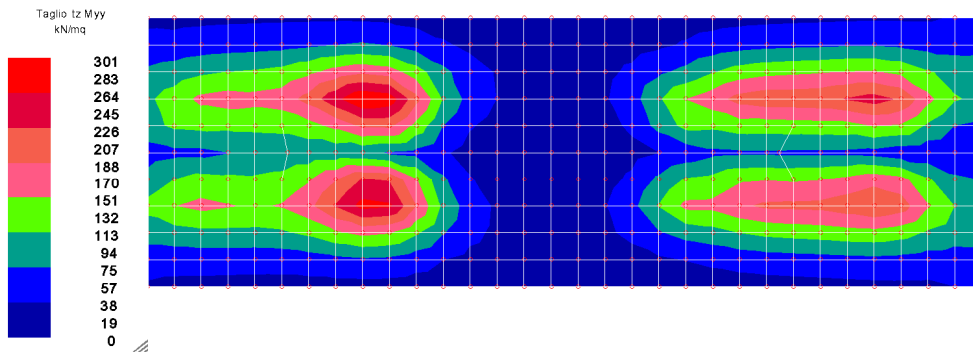


Figura 12-87. Involuppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Myy (kN/m²).



12.3.4 Verifiche SLV

Le verifiche degli elementi strutturali sono state suddivise in:

- g) verifica a presso-flessione
- h) verifica a taglio
- i) verifica a torsione

Assegnata la geometria della sezione, il dimensionamento è consistito nella ricerca dell'area delle armature tale da far sì che le più sfavorevoli combinazioni di sforzo normale, momenti flettenti e taglio fossero compatibili con lo SLU prescelto.

Le verifiche sono state condotte in modo automatico con l'ausilio del codice di calcolo utilizzato.

I risultati delle verifiche sono riportati, per ciascun elemento strutturale, nei Tabulati di Calcolo allegati.

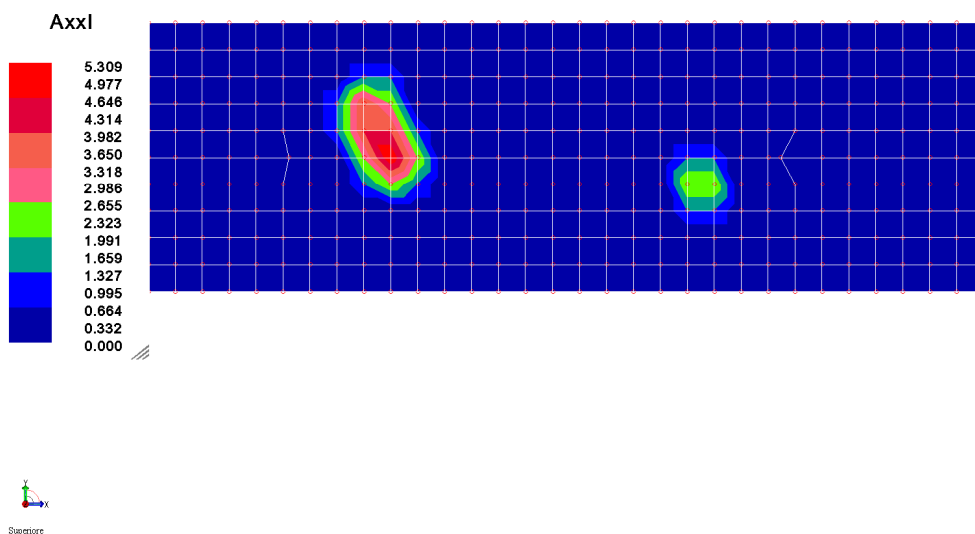
12.3.4.1 Verifiche a presso-flessione

Di seguito sono riportate le armature assegnate alla zattera di fondazione.

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Ferri longitudinali	26	20
Ferri trasversali	26	20

Nelle figure che seguono si mostra l'incidenza incrementale delle armature ottenuta per tutte le direzioni considerate.

Figura 12-88: Armatura aggiuntiva inferiore in direzione x(cm2).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-89: Armatura aggiuntiva superiore in direzione x(cm2).

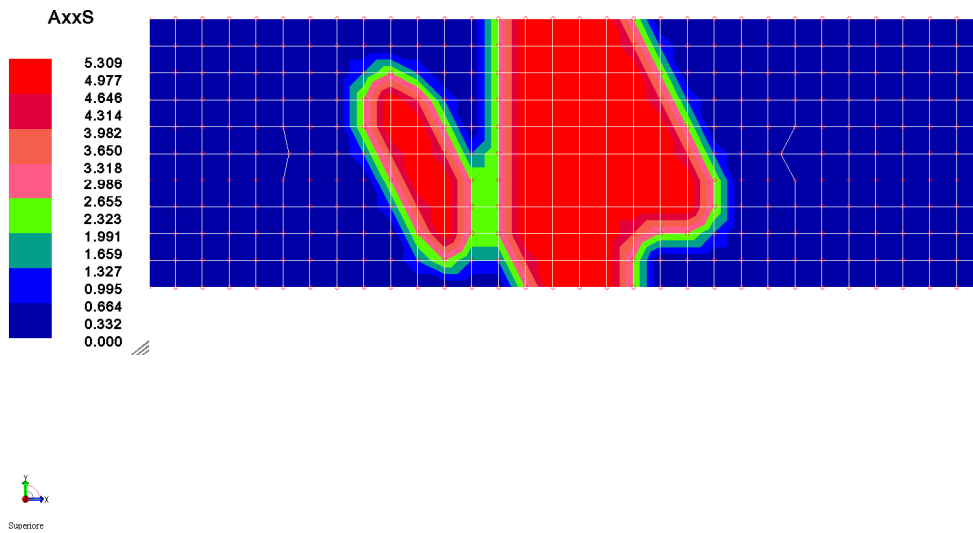
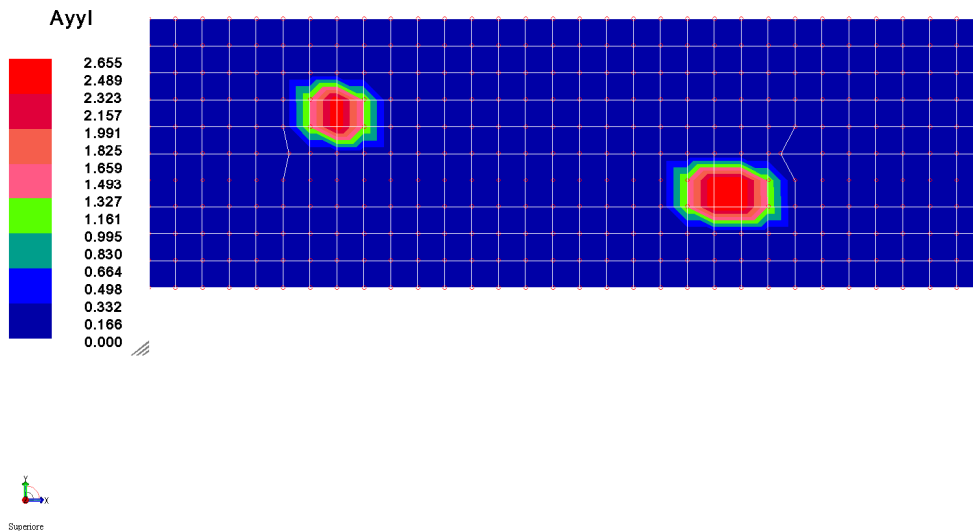
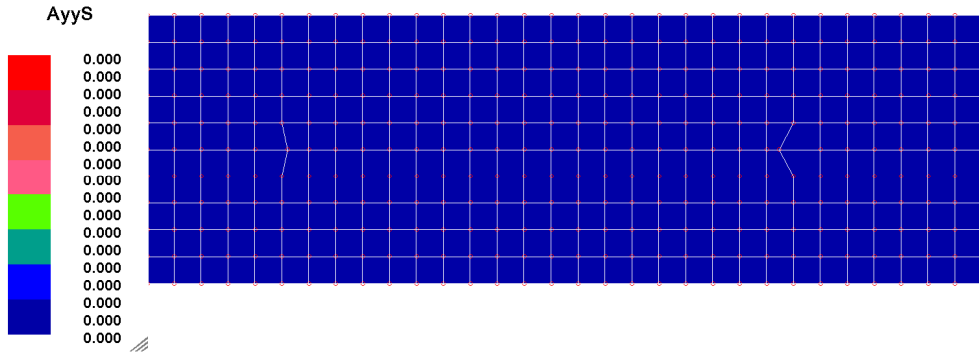


Figura 12-90: Armatura aggiuntiva inferiore in direzione y(cm2).



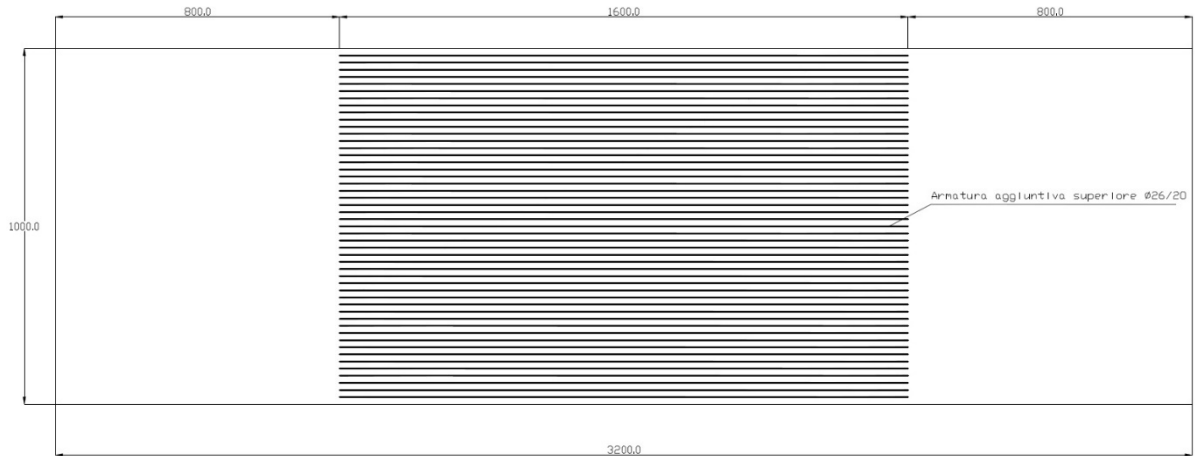
RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-91: Armatura aggiuntiva superiore in direzione y(cm2).



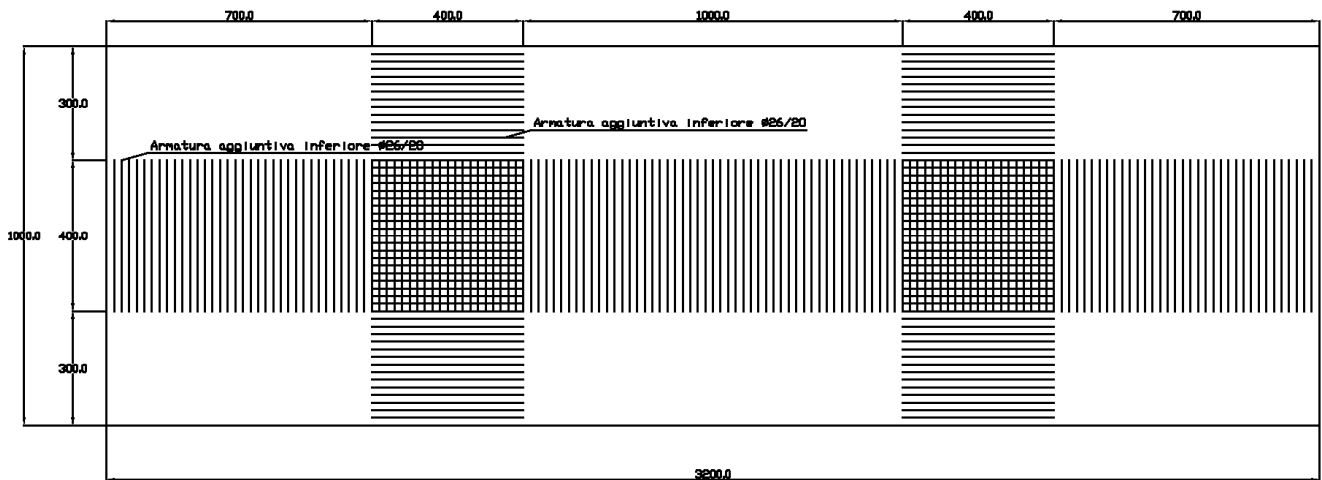
Come si evince dalle figure precedenti, l'armatura longitudinale disposta non consente il soddisfacimento delle verifiche strutturali della platea di fondazione. In particolare è necessaria un'armatura incrementale in alcune aree pari a $5,3 \text{ cm}^2$ (equivalente ad una barra $\Phi 26$); di conseguenza si prescrive un infittimento con barre $\Phi 26/20''$ nelle zone riportate nelle immagini seguenti:

Figura 12-92: Armatura aggiuntiva superiore.

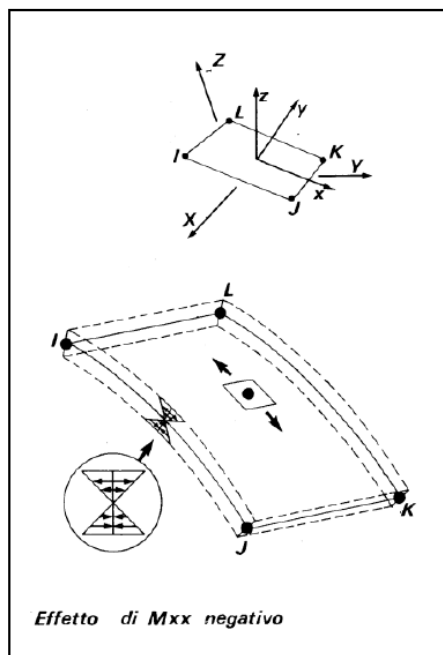


RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-93: Armatura aggiuntiva inferiore.



Le verifiche sono state condotte in riferimento al seguente schema delle sollecitazioni:



Si riporta di seguito la verifica della sezione più sollecitata nei confronti dei momenti agenti massimi nelle due direzioni, considerando l'armatura aggiuntiva richiesta.

Verifica rispetto al momento M_{xx} negativo

È considerata la sezione che presenta l'infittimento dell'armatura superiore su una larghezza di 10 m

Corrente superiore:

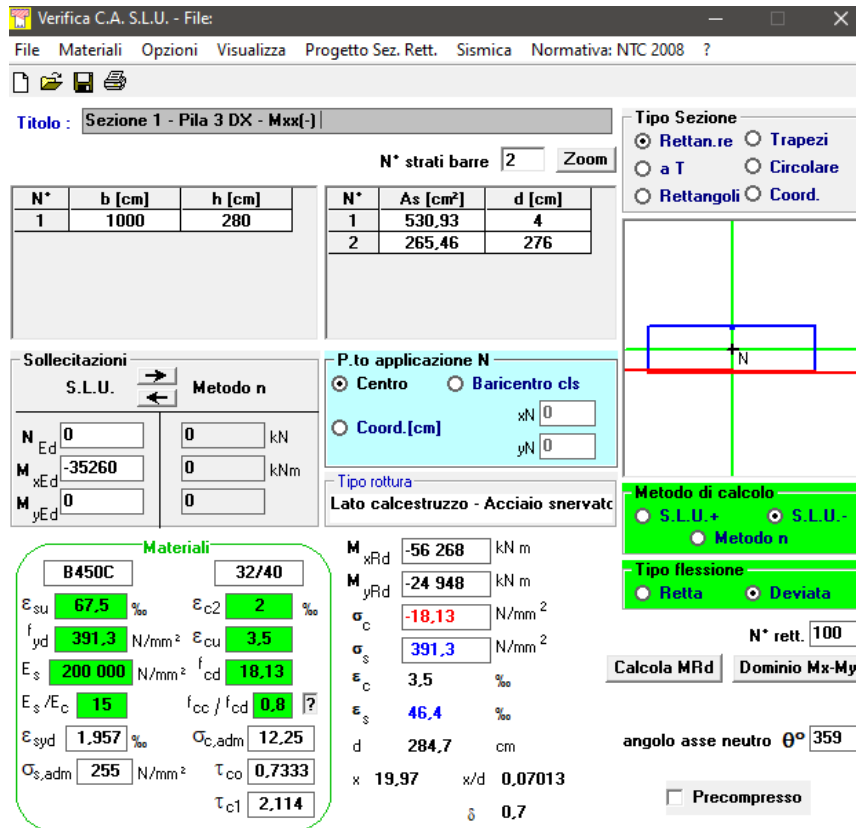
n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo negativo è illustrata di seguito:

RELAZIONE DI CALCOLO



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Sezione 1 - Pila 3 DX - Mxx(-)

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	530,93	4
			2	265,46	276

Tipologia Sezione:
 Rettan.re
 a T
 Rettangoli
 Trapezi
 Circolare
 Coord.

Diagramma della sezione rettangolare con armatura.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	-35260	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio Mx-My

N° rett. 100

angolo asse neutro θ° 359

Precompresso

Materiali

B450C	32/40		
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

M_{xRd} -56 268 kN m
M_{yRd} -24 948 kN m
σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 46,4 ‰
d 284,7 cm
x 19,97 x/d 0,07013
δ 0,7

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.6237$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento Mxx positivo

Si farà riferimento a due sezioni entrambe con L=10 m: una in cui è presente l'infittimento dell'armatura inferiore e su cui agisce il momento massimo positivo; l'altra in cui è presente inferiormente solo l'armatura di base.

RELAZIONE DI CALCOLO

➤ **SEZIONE 1**: l'armatura di riferimento è

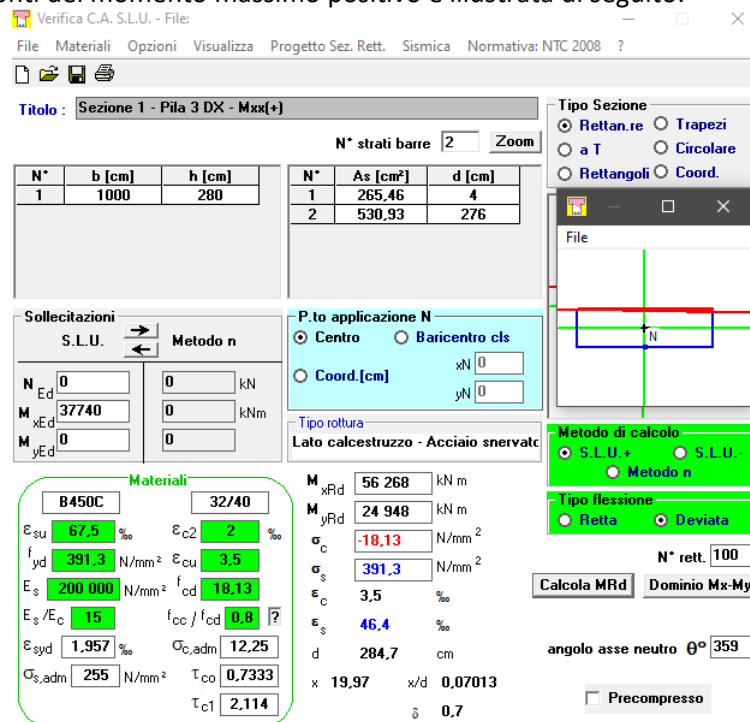
Corrente superiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo positivo è illustrata di seguito:



Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sezione 1 - Pila 3 DX - Mxx(+)

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
			2	530,93	276

Tipologia sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 37740 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali: B450C 32/40
E_{su}: 67,5‰ E_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 18,13
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
E_{syd}: 1,957‰ σ_{c,adm}: 12,25
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
τ_{c1}: 2,114

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 56 268 kNm
M_{yRd}: 24 948 kNm
σ_c: -18,13 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5‰
ε_s: 46,4‰
d: 284,7 cm
x: 19,97 x/d: 0,07013
δ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ°: 359
 Precompresso

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.61$: la verifica è soddisfatta.

➤ **SEZIONE 2**: l'armatura di riferimento è

Corrente superiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Sezione 2 - Pila 3 DX - Mxx(+)

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
			2	265,46	276

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 11795 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C 32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 28 236 kN m
 M_{yRd} 20 145 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 63,94 ‰
 d 284,7 cm
 x 14,77 x/d 0,0519
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 359
 Precompresso

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h=MEd/MRd=0.34$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento M_{yy} positivo

È considerata la sezione che presenta l'infittimento dell'armatura inferiore su una larghezza di 32 m e quella in cui è presente solo l'armatura di base

➤ SEZIONE 1

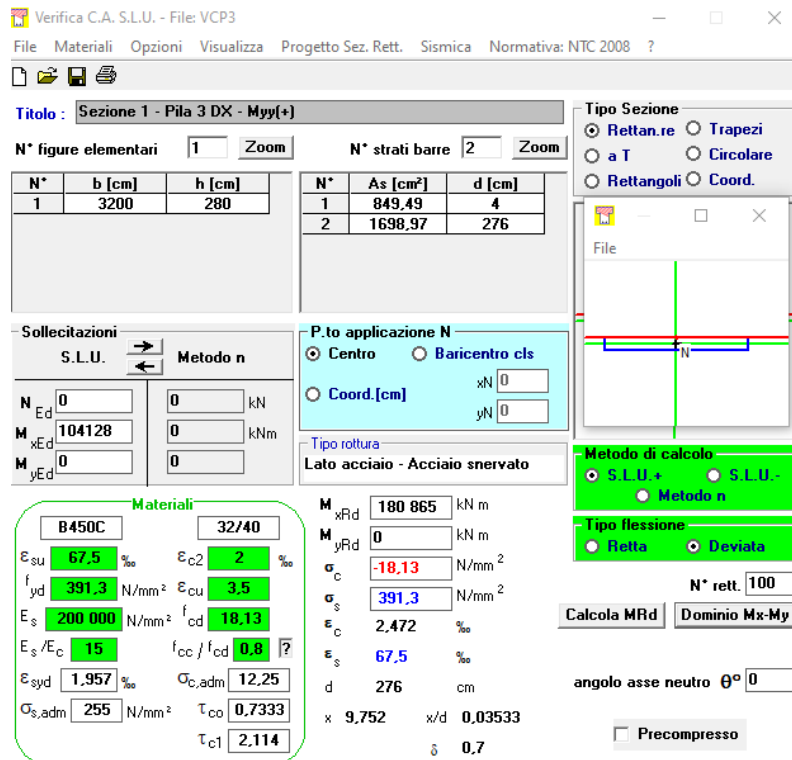
L'armatura di riferimento è quella della zona con gli infittimenti:

Corrente superiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 320 $\phi 26 \rightarrow A_s = 1698.97 \text{ cm}^2$



Titolo: Sezione 1 - Pila 3 DX - $M_{yy}(+)$

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	A_s [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849.49	4
			2	1698.97	276

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 104128 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Materiali: B450C 32/40

ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18.13 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

Calcoli: $M_{xRd} = 180 865 \text{ kNm}$, $M_{yRd} = 0 \text{ kNm}$, $\sigma_c = -18.13 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 2.472 \text{ ‰}$, $\epsilon_s = 67.5 \text{ ‰}$, $d = 276 \text{ cm}$, $x = 9.752$, $x/d = 0.03533$, $\delta = 0.7$

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 0

Precompresso

L'indice di resistenza è inferiore all'unità, $h = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.58$: la verifica è soddisfatta.

➤ SEZIONE 2

L'armatura di riferimento è quella di base

Corrente superiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Sezione 2 - Pila 3 DX - Myy(+)

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849,49	4
			2	849,49	276

Tipologia Sezione:
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Collecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 58576 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° 0
 Precompresso

Materiali:

B450C	32/40
ε _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200 000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

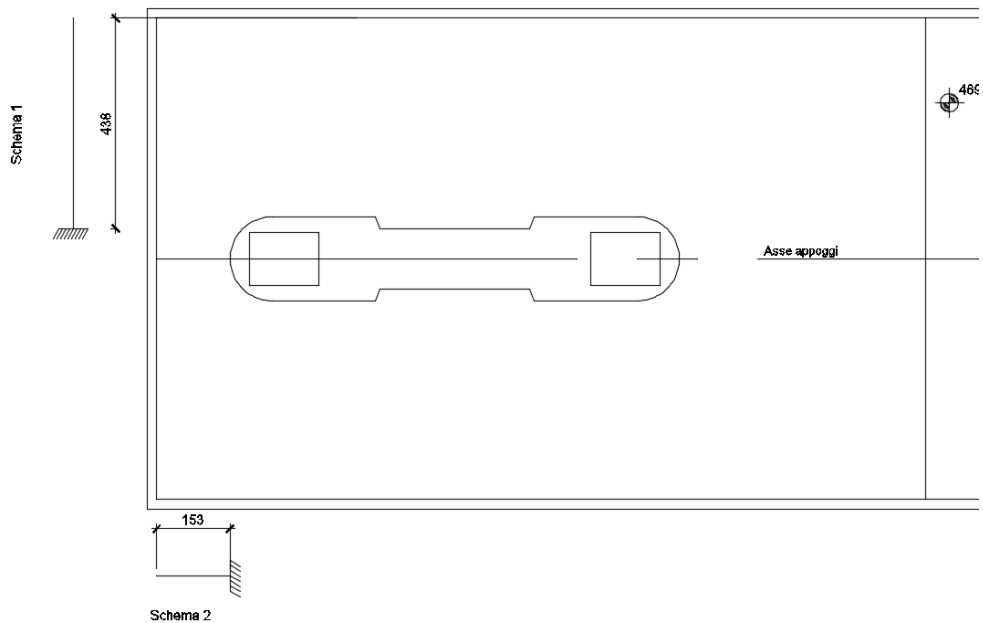
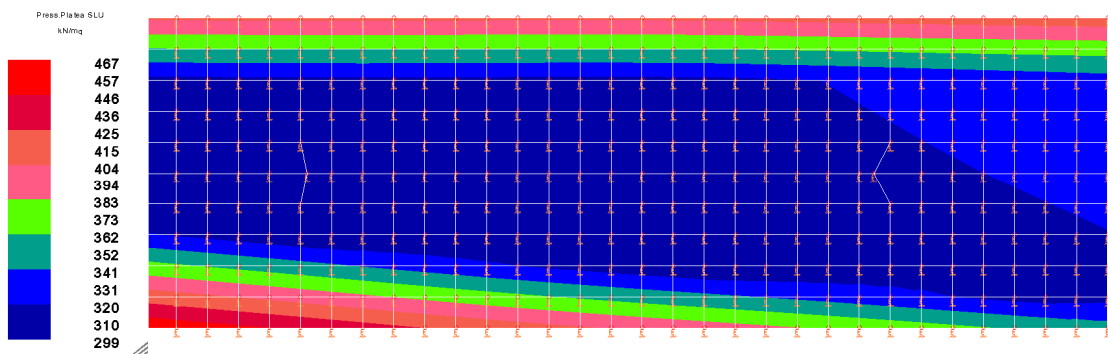
M_{xRd} 90 749 kNm
M_{yRd} 0 kNm
σ_c -17,49 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 1,625 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 276 cm
x 6,49 x/d 0,02351
δ 0,7

L'indice di resistenza è inferiore all'unità, $h = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.65$: la verifica è soddisfatta.

12.3.4.2 Verifiche a taglio

Per il calcolo dell'armatura a taglio della zattera si è fatto riferimento allo schema di calcolo di una mensola incastrata in corrispondenza della pila e caricata dalla pressione del terreno sottostante.

Figura 12-94: Pressioni Platea SLU (kN /m2).



RELAZIONE DI CALCOLO

La verifica è stata condotta su una fascia di 1 m.

In riferimento allo schema 1, il taglio agente è $V_{Ed}=2045.5$ kN

In riferimento allo schema 2, il taglio agente è $V_{Ed}=715$ kN

La verifica è stata condotta rispetto allo schema 1, in quanto la mensola risulta più sollecitata.

Di seguito si riporta lo sviluppo del calcolo, che comprende la valutazione preliminare di $V_{R,cd}$ e la verifica della specifica armatura a taglio, con valutazione dei vari contributi resistenti.

Si prescrive la seguente armatura a taglio in entrambe le direzioni:

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Spille	12	20

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe classe identificativa del calcestruzzo			
$R_{ck} \geq$	35	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1,5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	28	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	36	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	15,87	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	2,77	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	1,94	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	3,60	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1,29	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,32	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} /$	32308	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2,31	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	16,80	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	12,60	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1,15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	3	cm	copriferro

RELAZIONE DI CALCOLO

Dati geometrici

b =	100,00	cm	Base della sezione (larghezza minima della sezione)
h =	280,00	cm	Altezza della sezione
d' =	4,00	cm	Copriferro
α =	90,00	°	Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

A favore di sicurezza si è assunto il valore dell'angolo Θ pari a 45°.

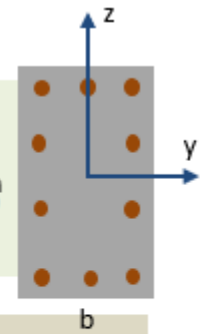
Scegli:

θ_z = ° Taglio in direzione z (compreso fra 21.81° e 45°)

θ_y = ° Taglio in direzione y (compreso fra 21.81° e 45°)

Armatura trasversale

Φ_{st} =	12	mm	Diametro delle staffe o dei ferri piegati
n_b =	4		Numero di bracci delle staffe
A_{sw} =	4,52	cm ²	Area di armatura trasversale (staffe o ferri piegati)
p_{st} =	20,00	cm	Passo delle staffe



Sollecitazioni

$V_{Ed,z}$ =	2045,50	kN	Taglio sollecitante direz. Z
$V_{Ed,y}$ =	0,00	kN	Taglio sollecitante direz. Y
N_{Ed} =	0,00	kN	Sforzo normale (solo per i pilastri)

Dati per la verifica sui dettagli costruttivi:

$\phi_{l,min}$ =	26,00	mm	Diametro minimo delle barre longitudinali
$\phi_{l,max}$ =	26,00	mm	Diametro massimo delle barre longitudinali

Tagli resistenti in direzione Z

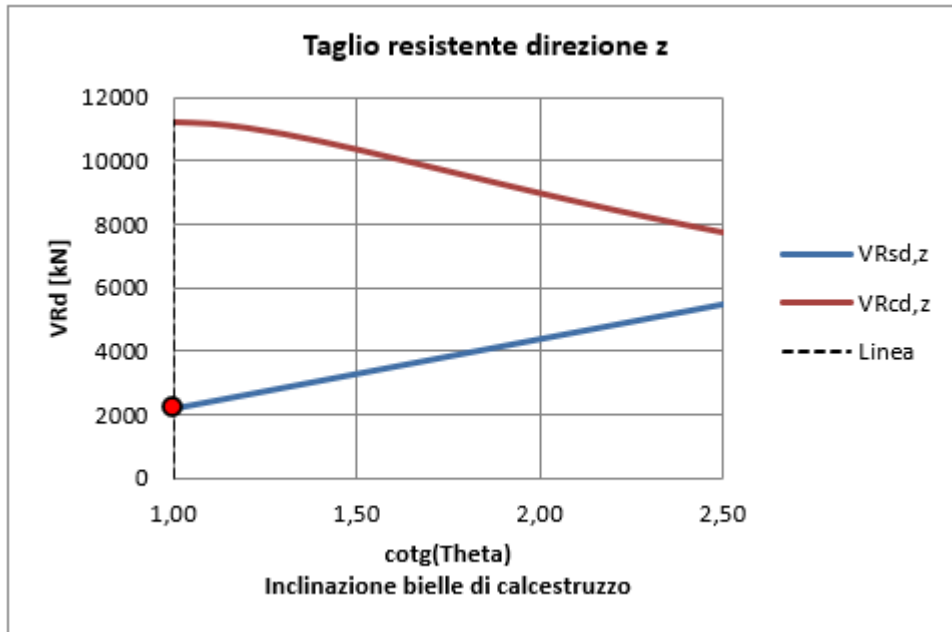
$V_{Rcd,z}$ =	11260,80	kN	Resistenza lato calcestruzzo ("Taglio compressione")
$V_{Rsd,z}$ =	2198,61	kN	Resistenza dell'armatura trasversale ("Taglio trazione")
$V_{Rd,z}$ =	2198,61	kN	$\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

Tagli resistenti in direzione Y

$V_{Rcd,y}$ =	10967,04	kN	Resistenza lato calcestruzzo ("Taglio compressione")
$V_{Rsd,y}$ =	764,73	kN	Resistenza dell'armatura trasversale ("Taglio trazione")
$V_{Rd,y}$ =	764,73	kN	$\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

Verifica di resistenza a taglio						Ed/Rd	Esito	
Verifica a taglio direz. Z	$V_{Ed,z}$ =	2 045,50	≤	$V_{Rd,z}$ =	2 198,61	kN	✔ 0,93	Positivo

RELAZIONE DI CALCOLO



Di seguito si riportano in forma grafica le zone in cui è necessaria l'armatura a taglio.

Figura 12-95: Armatura staffe //y (cm² /m²).

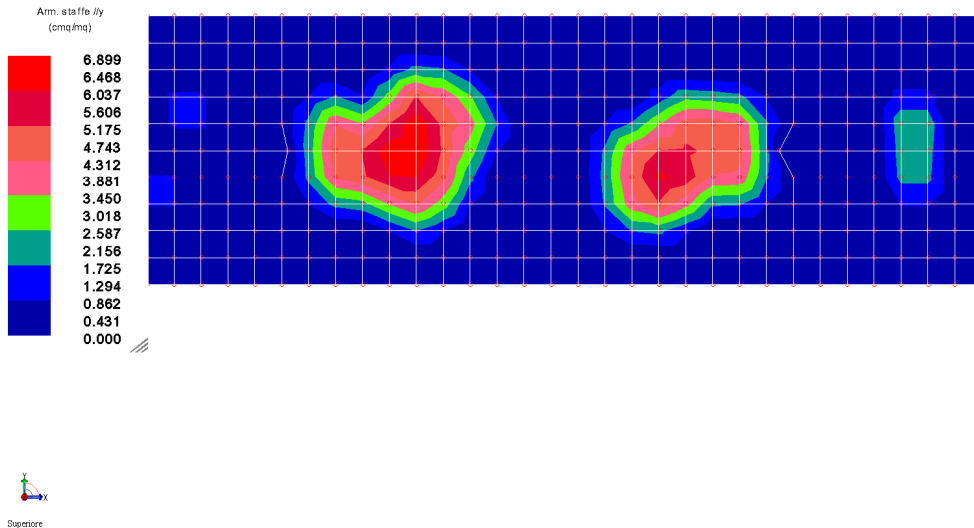
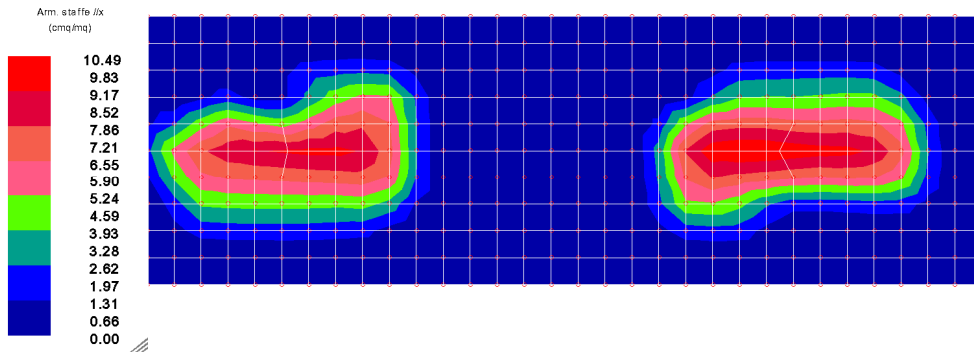


Figura 12-96: Armatura staffe //x (cm² /m²).

RELAZIONE DI CALCOLO



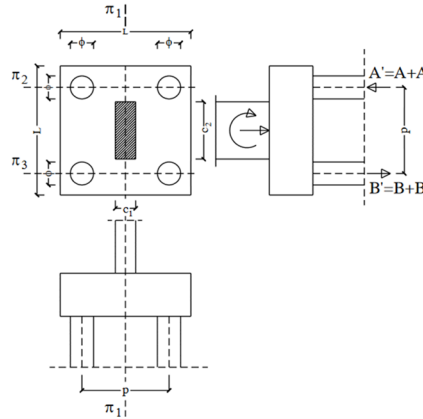
12.3.4.2.1 Verifiche tirante-puntone

La verifica è stata condotta in riferimento a metà fondazione.

VERIFICHE FONDAZIONI			
Dimensioni Geometriche della Fondazione			
Parametri di Base			
Dimensioni Pila	Ap (x)	930,0	cm
	Bp (y)	175,0	cm
Copriferro Pila	cp	4,0	cm
Interasse pali (x)	ix	0,0	cm
Interasse pali (y)	iy	0,0	cm
φstaffe pila	φst	14	mm
φlong pila	φl	30	mm
Dimensioni fondazione	Ac	1600,0	cm
	Bc	1000,0	cm
Altezza della fondazione	hc	280,0	cm
Copriferro	c	4,0	cm

RELAZIONE DI CALCOLO

Mensola tozza	
nx pali=	0
ny pali=	0
Rpx1=	715 kN
Rpx2=	0 kN
Rpx3=	0 kN
A'=	715 kN
Rpy1=	2045,5 kN
Rpy2=	0 kN
Rpy3=	0 kN
B'=	2045,5 kN
A'=	715,00 kN
B'=	2045,50 kN
$\Theta_{11} = \arct(h/e)$	
$\Theta_{12} = \arct(h/f)$	
$\Theta_{13} = \arct(h/l)$	

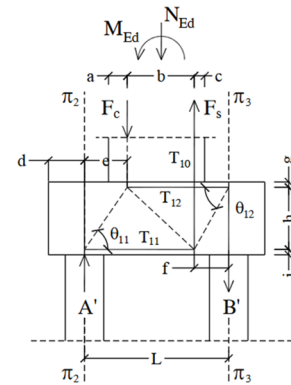


piano lungo x $A_c = 1600,0$ cm

$a = cp + \phi_{st} + \phi_l / 2 =$	6,9	cm
$b = Ap - 2a =$	916,2	cm
$T_{11} = A' / \tan \Theta_{11} = A' e / h =$	697,65	kN
$e = (Ac - 2d - b) / 2 = f =$	265,4	cm
$dx =$	76,5	cm
$h = hc - 2c =$	272	cm
armatura inf.	$\phi 26$	
$p =$	20	cm
$n \text{ ferri} = Ac / p =$	80	
$A_x =$	424,74	cm ²
$Trd = As f_{yd} =$	16620,39	kN
$T_{12} = B' / \tan \Theta_{12} = B' f / h =$	1995,87	kN
armatura sup.	$\phi 26$	
$p =$	20	cm
$n \text{ ferri} = Ac / p =$	80	
$A_x =$	424,74	cm ²
$Trd = As f_{yd} =$	16620,39	kN

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA SODDISFATTA

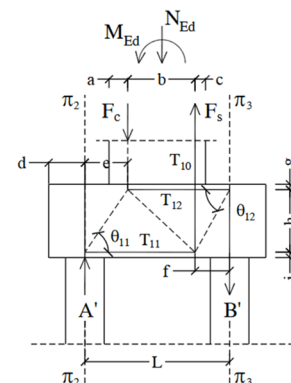


piano lungo y $B_c = 1000,0$ cm

$a = cp + \phi_{st} + \phi_l / 2 =$	6,9	cm
$b = Bp - 2a =$	161,2	cm
$T_{11} = B' / \tan \Theta_{11} = B' e / h =$	1507,05	kN
$e = (Bc - 2d - b) / 2 = f =$	200,4	cm
$dy =$	219	cm
$h = hc - 2c =$	272	cm
armatura inf.	$\phi 26$	
$p =$	20	cm
$n \text{ ferri} = Ac / p =$	50	
$A_y =$	265,46	cm ²
$Trd = As f_{yd} =$	10387,74	kN
$T_{12} = B' / \tan \Theta_{12} = B' f / h =$	1507,05	kN
armatura sup.	$\phi 26$	
$p =$	20	cm
$n \text{ ferri} = Ac / p =$	50	
$A_y =$	265,46	cm ²
$Trd = As f_{yd} =$	10387,74	kN

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA SODDISFATTA

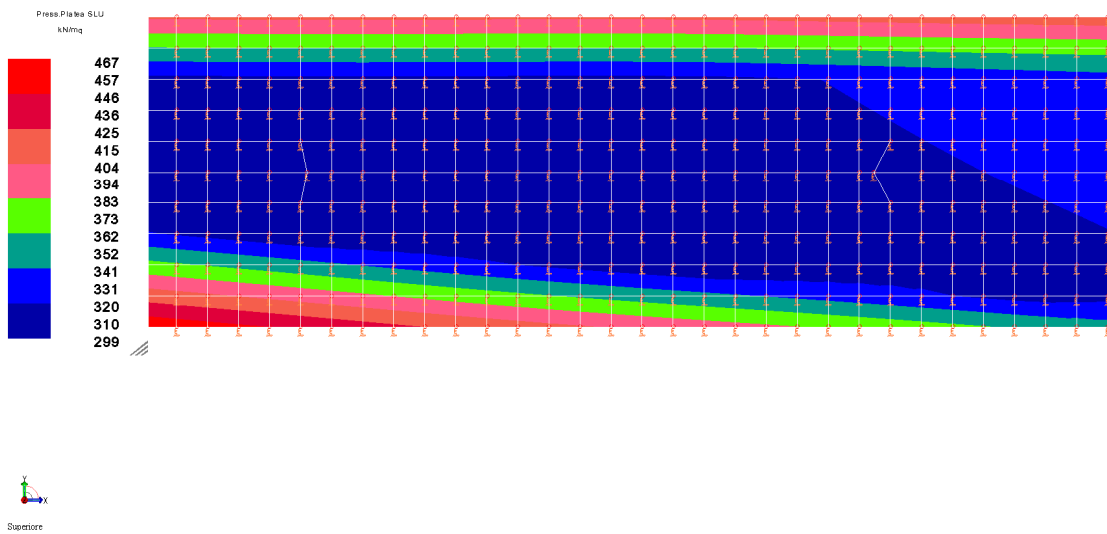


12.3.4.3 Interazione con il terreno

Il calcolo strutturale ha consentito di valutare l'intensità delle forze trasmesse dalla platea al terreno di fondazione.

I valori della pressione di contatto allo **SLV** sono rappresentati nella figura seguente.

Figura 12-97: Involuppo pressioni di contatto fra platea in c.a. e terreno (kPa)



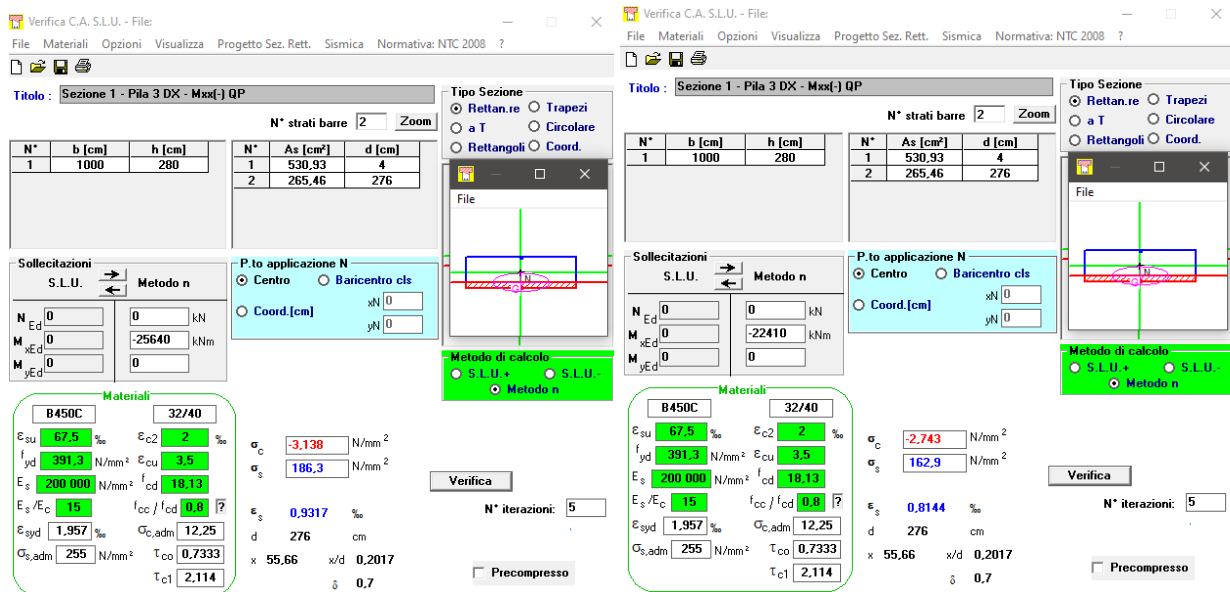
12.3.5 Verifiche SLE

12.3.5.1 Limitazione delle tensioni

Si riportano di seguito i valori delle tensioni dell'armatura e del calcestruzzo per la combinazione caratteristica e quasi permanente.

Momento agente Mxx negativo:

Si verifica la sezione in corrispondenza degli infittimenti di armatura superiore, dove ho il momento massimo negativo L=10m.



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c_{max}} = 3.14 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c_{max}} = 2.74 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s_{max}} = 186.3 \text{ MPa} \leq 0.8 f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

Momento agente Mxx positivo:

Si farà riferimento a due sezioni una (sezione 1) in cui è presente l'infittimento dell'armatura inferiore e su cui agisce il momento massimo positivo; l'altra (sezione 2) in cui è presente inferiormente solo l'armatura di base.

➤ **SEZIONE 1**

The image shows two screenshots of a software interface for structural analysis. The left screenshot is titled "Sezione 1 - Pila 3 DX - Mxx(+)- CAR" and the right is "Sezione 1 - Pila 3 DX - Mxx(+)- QP". Both show a table of reinforcement bars, material properties for B450C and C32/40, and stress/strain results. The left screenshot shows a maximum concrete stress of -1.754 N/mm², while the right shows -1.012 N/mm². Both show a maximum steel stress of 104.1 N/mm².

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
2			2	530,93	276

Material	Property	Value
B450C	E_{su}	67,5 %
	f_{yd}	391,3 N/mm²
	E_s	200 000 N/mm²
	E_s/E_c	15
	E_{syd}	1,957 %
	$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
C32/40	ϵ_{c2}	2 ‰
	ϵ_{cu}	3,5 ‰
	f_{cd}	18,13
	f_{cc}/f_{cd}	0,8
	$\sigma_{c,adm}$	12,25
	τ_{c1}	2,114

Parameter	Value	Limit
σ_c	-1,754 N/mm²	16,8 MPa
σ_s	104,1 N/mm²	562 MPa
ϵ_s	0,5207 ‰	-
ϵ_s	0,3005 ‰	-

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{cmax} = 1.75 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

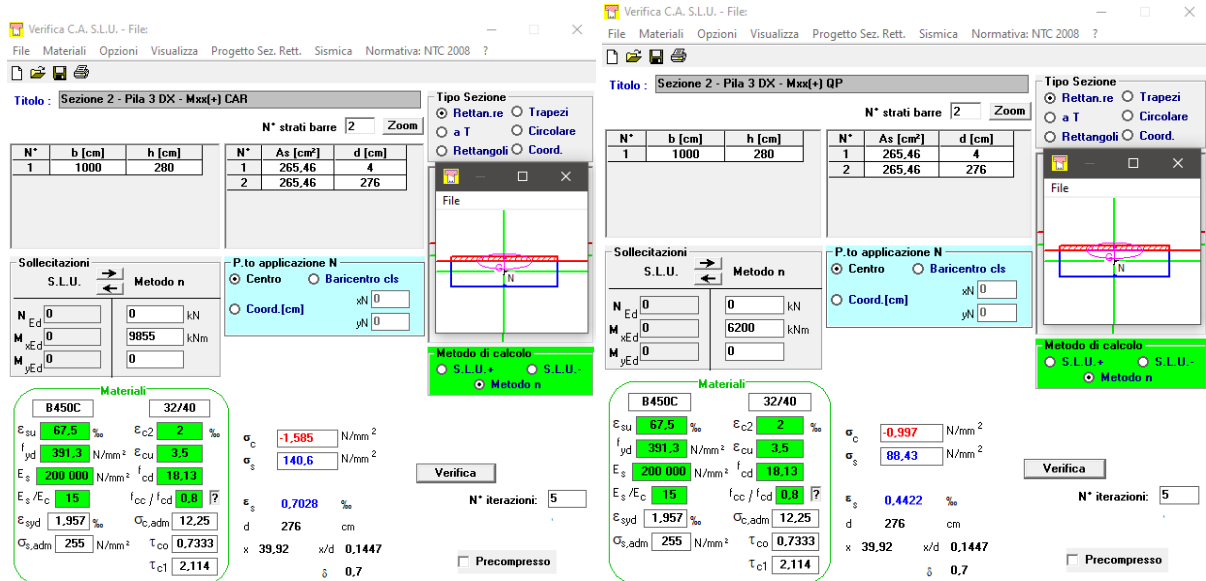
$$\sigma_{cmax} = 1.01 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{smax} = 104.1 \text{ MPa} \leq 0.8 f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

➤ **SEZIONE 2:**



The image shows two side-by-side screenshots of a structural analysis software interface. Both windows display the same data for a cross-section of a pile. The left window shows the main analysis results, and the right window shows a detailed view of the same data.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
			2	265,46	276

Materials:

Material	E _{su}	f _{yd}	E _s	E _s /E _c	E _{syd}	σ _{s,adm}	τ _{c1}
B450C	67,5	391,3	200 000	15	1,957	255	2,114
32/40	2	3,5	18,13	0,8	12,25	0,7333	2,114

Stress and Strain Results:

σ _c	σ _s	ε _s	ε _{c2}	ε _{cu}	f _{cc} /f _{cd}	τ _{co}
-1,585	140,6	0,7028	2	3,5	0,8	0,7333
-0,997	88,43	0,4422	2	3,5	0,8	0,7333

Load Cases:

Case	N [kN]	M _{xEd} [kNm]	M _{yEd} [kNm]
Ed	0	0	0
M _{xEd}	0	9855	0
M _{yEd}	0	0	6200

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c\max} = 1.58 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c\max} = 0.99 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

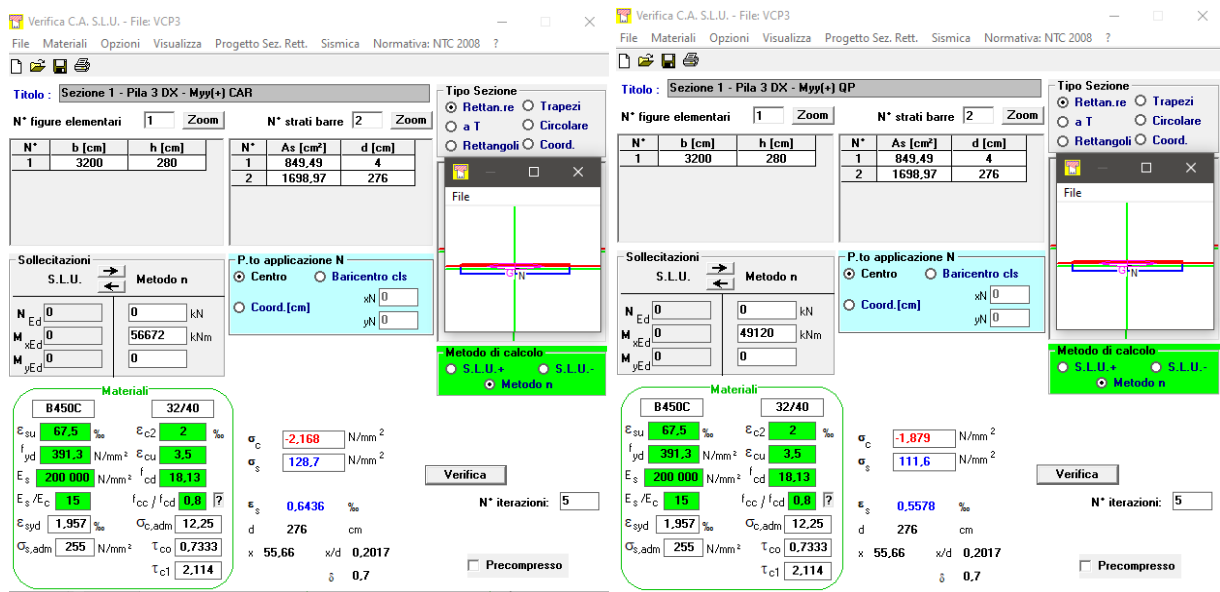
La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s\max} = 140.6 \text{ MPa} \leq 0.8 f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

Momento agente Myy positivo:

Si farà riferimento a due sezioni una (sezione 1) in cui è presente l'infittimento dell'armatura inferiore e su cui agisce il momento massimo positivo; l'altra (sezione 2) in cui è presente inferiormente solo l'armatura di base.

➤ **SEZIONE 1:**



Material	B450C	32/40
E_{su}	67.5 %	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²	3.5
E_s	200 000 N/mm ²	10.13
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	0.7333
τ_{c1}	2.114	

Parameter	Value	Limit
σ_c	-2.168 N/mm ²	16.8 MPa (comb. caratteristica)
σ_s	128.7 N/mm ²	562 MPa (comb. quasi permanente)
σ_c	-1.879 N/mm ²	12.6 MPa (comb. caratteristica)
σ_s	111.6 N/mm ²	562 MPa (comb. quasi permanente)

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c,max} = 2.17 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 1.88 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s,max} = 128.7 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

➤ **SEZIONE 2:**

Sezione 2 - Pila 3 DX - Myy(+) CAR

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849.49	4
			2	849.49	276

Materiali

B450C	32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰
ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²
ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²
f_{cd}	18.13
ϵ_s / ϵ_c	15
f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰
$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
τ_{co}	0.7333
τ_{c1}	2.114

Verifica

$\sigma_c = -1.602$ N/mm²

$\sigma_s = 142.1$ N/mm²

$\epsilon_s = 0.7107$ ‰

$d = 276$ cm

$x = 39.92$ x/d 0.1447

$\delta = 0.7$

Sezione 2 - Pila 3 DX - Myy(+) QP

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849.49	4
			2	849.49	276

Materiali

B450C	32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰
ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²
ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²
f_{cd}	18.13
ϵ_s / ϵ_c	15
f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰
$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
τ_{co}	0.7333
τ_{c1}	2.114

Verifica

$\sigma_c = -1.388$ N/mm²

$\sigma_s = 123.1$ N/mm²

$\epsilon_s = 0.6154$ ‰

$d = 276$ cm

$x = 39.92$ x/d 0.1447

$\delta = 0.7$

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c,max} = 1.60 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 1.39 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

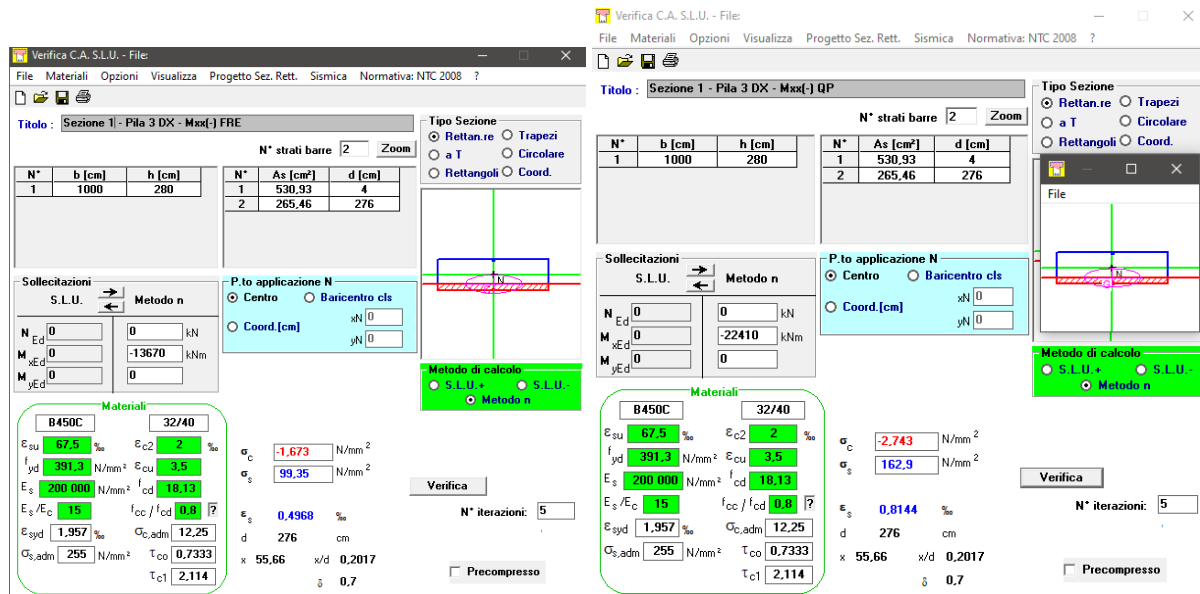
$$\sigma_{s,max} = 142.1 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

12.3.5.2 Limitazione dell'apertura di fessura

Per le combinazioni frequente e quasi permanente, i valori delle tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio per la verifica a fessurazione sono riportati nelle immagini di seguito:

Momento agente Mxx negativo:

Si verifica la sezione in corrispondenza degli infittimenti di armatura superiore, dove ho il momento massimo negativo L=10m.



The screenshot displays two windows from a structural analysis software. The left window shows the following data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	530.93	4
			2	265.46	276

Applied loads: $N_{Ed} = 0$ kN, $M_{xEd} = -13670$ kNm, $M_{yEd} = 0$ kNm.

Material properties (B450C / 32/740): $E_{su} = 67.5$ %, $E_{c2} = 2$ %, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_{cu} = 3.5$ %, $E_s = 200000$ N/mm², $f_{cd} = 18.13$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $E_{syd} = 1.957$ %, $\sigma_{c,adm} = 12.25$ N/mm², $\tau_{co} = 0.7333$ N/mm², $\tau_{c1} = 2.114$ N/mm².

Calculation results: $\sigma_c = -1.673$ N/mm², $\sigma_s = 99.35$ N/mm², $\epsilon_s = 0.4968$ %, $d = 276$ cm, $x/d = 55.66$, $x/d = 0.2017$, $\delta = 0.7$.

The right window shows similar data but with a different applied moment: $M_{xEd} = -22410$ kNm. The resulting stress is $\sigma_c = -2.743$ N/mm² and $\sigma_s = 162.9$ N/mm².

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	13670 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	99,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 3,09	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	99,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,045 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	22410 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	162,9 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 1,89	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

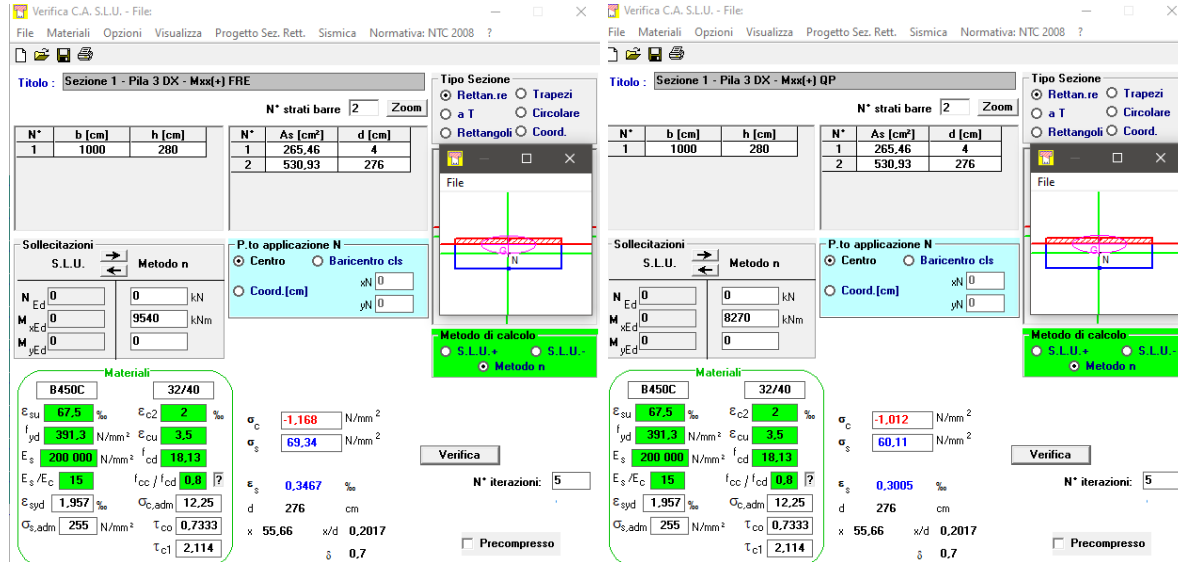
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	162,9 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,06 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,086 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Mxx positivo:

Si farà riferimento a due sezioni una (sezione 1) in cui è presente l'infittimento dell'armatura inferiore e su cui agisce il momento massimo positivo; l'altra (sezione 2) in cui è presente inferiormente solo l'armatura di base.

➤ **SEZIONE 1**



Material	E_{su} [%]	E_{c2} [%]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]
B450C	67.5	2	-1.168	69.34
32/40	67.5	2	-1.012	60.11

Parameter	Value	Unit
ϵ_s	0.3467	%
ϵ_s	0.3005	%
σ_c	-1.168	N/mm ²
σ_c	-1.012	N/mm ²
σ_s	69.34	N/mm ²
σ_s	60.11	N/mm ²

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	9540 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	69,3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 4,43	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	69,3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,027 mm	Valore di calcolo apertura fessure

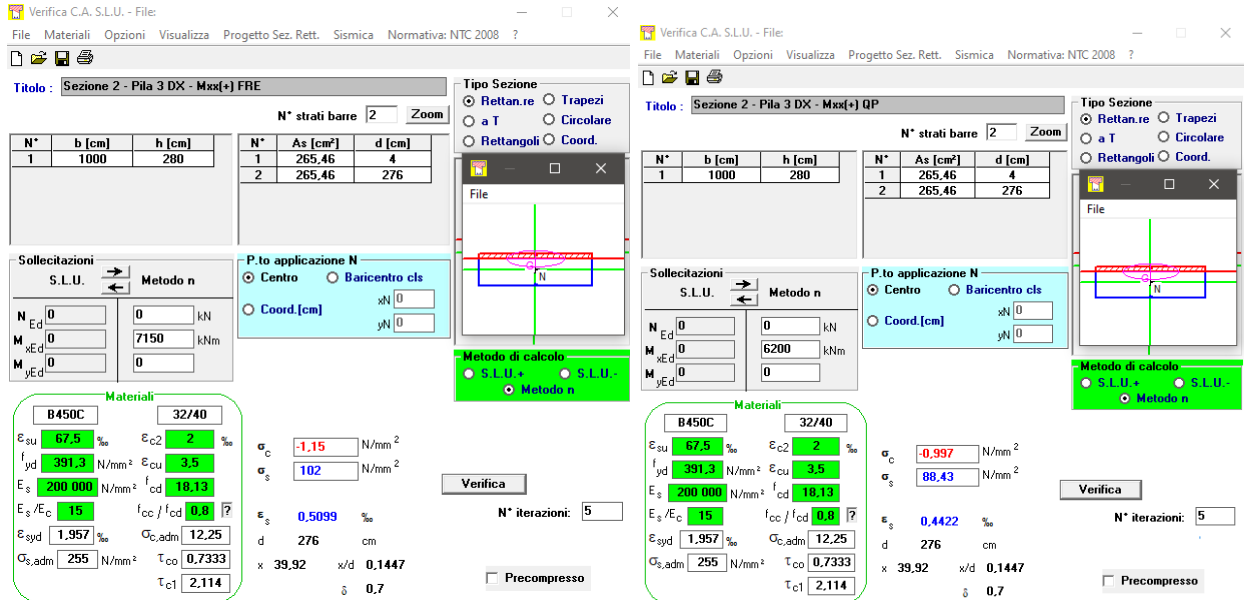
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	8270 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	60,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 5,11	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	60,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,024 mm	Valore di calcolo apertura fessure

➤ **SEZIONE 2:**



The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for structural analysis. The left window is titled 'Sezione 2 - Pila 3 DX - Mxx(+) FRE' and the right window is 'Sezione 2 - Pila 3 DX - Mxx(+) QP'. Both windows display a table of section properties, material properties, and calculation results. The 'Metodo di calcolo' is set to 'Metodo n' in both. The 'Verifica' button is visible in both windows.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
2			2	265,46	276

Materiali	B450C	32/40
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200 000 N/mm²	18,13
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,7333
τ_{c1}	2,114	

Calcolo	σ _c	σ _s	ε _s	d	x/d
Sezione FRE	-1,15 N/mm²	102 N/mm²	0,5099 ‰	276 cm	0,1447
Sezione QP	-0,997 N/mm²	88,43 N/mm²	0,4422 ‰	276 cm	0,1447

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FREQ</u>		
M_{es}	7150 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	102,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 5,79	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	102,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,065 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

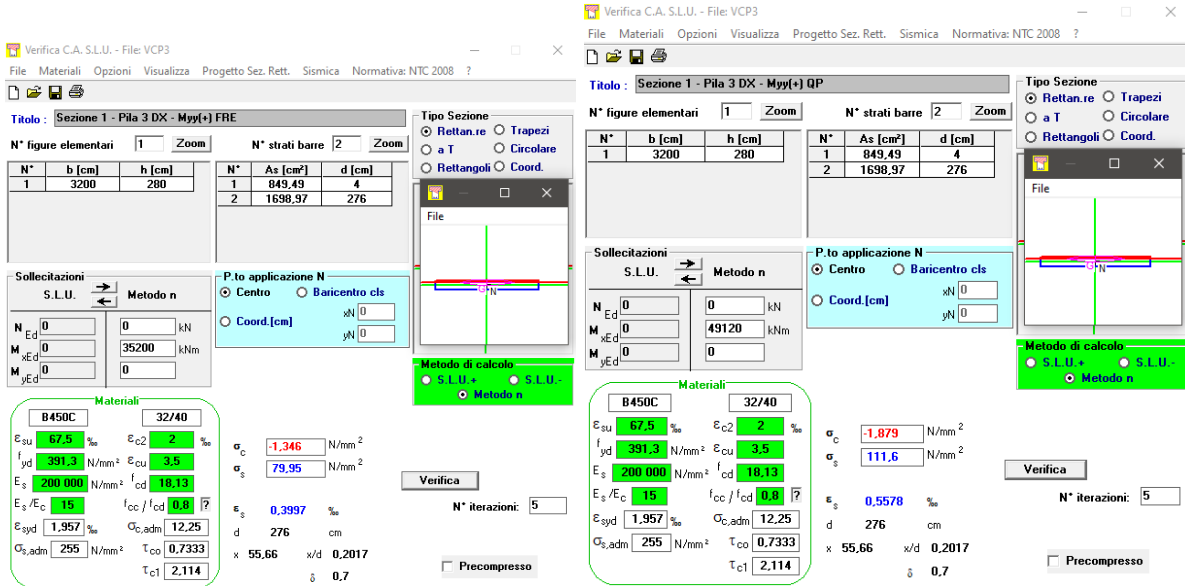
<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	6200 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	88,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 6,68	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	88,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,056 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Myy positivo:

➤ **SEZIONE 1:**



The screenshot shows a software interface for structural analysis. The main window displays the following data:

N° figure elementari				N° strati barre	
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849.49	4
2			2	1638.97	276

Sollecitazioni S.L.U.		Metodo n	
N	0	N	0
M _{Ed}	0	M _{Ed}	49120
M _{yEd}	0	M _{yEd}	0

Materiali	
B450C	32/40
E_{su}	67.5 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²
E_s	200 000 N/mm ²
E_s / E_c	15
E_{syd}	1.957 %
$G_{s,adm}$	255 N/mm ²

Materiali	
B450C	32/40
σ_c	-1.346 N/mm ²
σ_s	79.95 N/mm ²
ϵ_s	0.3997 ‰
ϵ_{s2}	2 ‰
ϵ_{cu}	3.5 ‰
ϵ_{c2}	2 ‰
ϵ_{cu}	3.5 ‰
ϵ_s	0.5578 ‰
ϵ_{c2}	2 ‰
ϵ_{cu}	3.5 ‰

Additional parameters shown: $\alpha_c = 1.879$, $\alpha_s = 111.6$, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$, $\delta = 0.7$, $x/d = 0.2017$, $\tau_{cc}/\tau_{cd} = 0.8$, $\tau_{co}/\tau_{cd} = 0.8$, $G_{c,adm} = 12.25$, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$.

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica momento di prima fessurazione - FRE		
M_{es}	35200 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	80,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	169897 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	2871250028 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	128311250028 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	1880238847574 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58560497330501 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	60440736178076 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90640308 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 135295,8 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 3,84	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	80,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	169897 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,032 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	49120 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	111,6 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	169897 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	2871250028 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	128311250028 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	1880238847574 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58560497330501 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	60440736178076 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90640308 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 135295,8 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 2,75	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	111,6 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	169897 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,053 mm	Valore di calcolo apertura fessure

➤ **SEZIONE 2:**

The image shows two side-by-side software windows from the 'Verifica C.A. S.L.U.' application. Both windows display the same structural data for 'Sezione 2 - Pila 3 DX - Myy(+)' but under different load conditions: 'FRE' (left) and 'QP' (right).

Structural Data (Common to both):

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849,49	4
2			2	849,49	276

Material Properties (Common to both):

Material	Value	Unit
B450C	32/40	
ϵ_{su}	67,5	%
ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391,3	N/mm²
ϵ_{cu}	3,5	%
E_s	200 000	N/mm²
f_{cd}	18,13	
E_s / E_c	15	
f_{cc} / f_{cd}	0,8	
ϵ_{syd}	1,957	%
$\sigma_{c,adm}$	12,25	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
τ_{co}	0,7333	
τ_{c1}	2,114	

Load and Result Data:

Load Condition	Method	σ_c	σ_s	ϵ_s	δ
FRE	Metodo n	-0,9946	88,22	0,4411	0,7
QP	Metodo n	-1,388	123,1	0,6154	0,7

Additional parameters shown include α_c , α_s , ϵ_{c2} , ϵ_{cu} , ϵ_{syd} , $\sigma_{c,adm}$, τ_{co} , τ_{c1} , x/d , and δ .

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FRE</u>		
M_{es}	19792 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	80,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 6,69	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	80,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,051 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	27616 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	123,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 4,80	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

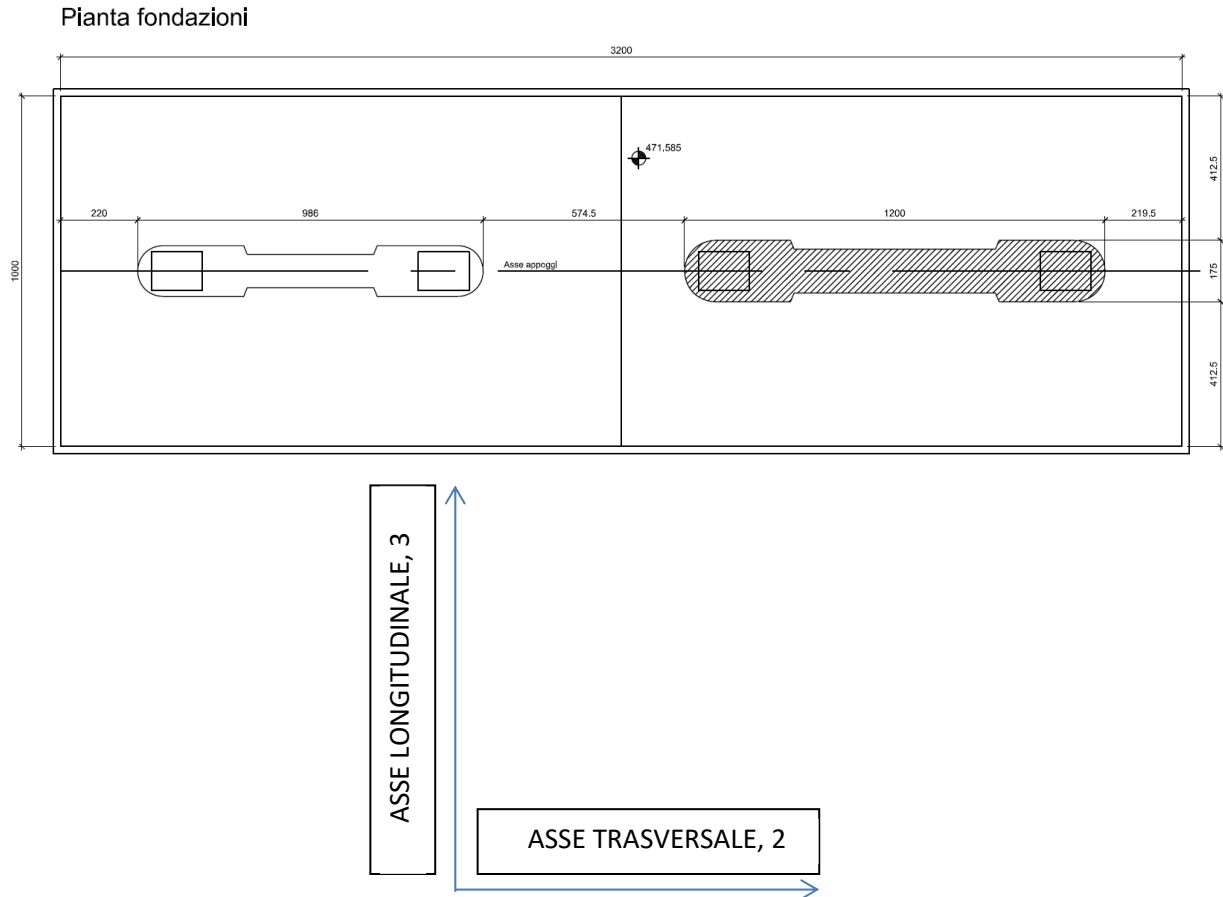
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	123,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,078 mm	Valore di calcolo apertura fessure

12.4 FONDAZIONE DIRETTA PILA P4

La fondazione in esame, unica per la pila P4 dx, è di tipo diretto e presenta dimensioni in pianta di 10.00 x 32.00 m e spessore pari a 2.80 m.

Figura 12-98: Pianta fondazione pila P4 Dx



Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle sollecitazioni combinate a piede pila, utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni.

12.4.1 Verifica geotecnica della fondazione pila P4

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso 123 che presenta l'asse 1 positivo verso il basso, l'asse 3 lungo l'asse dell'impalcato e l'asse 2 perpendicolare ad esso.

Infine, tali azioni vengono trasportate ad intradosso plinto, tenendo in conto dei momenti flettenti dovuti alla traslazione dei tagli, del peso proprio del plinto e dell'eventuale peso del terreno sovrastante (opportunamente amplificato). Nel trasporto dei momenti si è tenuto conto anche dell'eccentricità del baricentro delle pile rispetto al baricentro della fondazione contribuendo al momento M3. Note tali sollecitazioni, sono state valutate le eccentricità ed effettuate le verifiche del plinto di fondazione.

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 12.10: Sollecitazioni combinate a piede pila P1

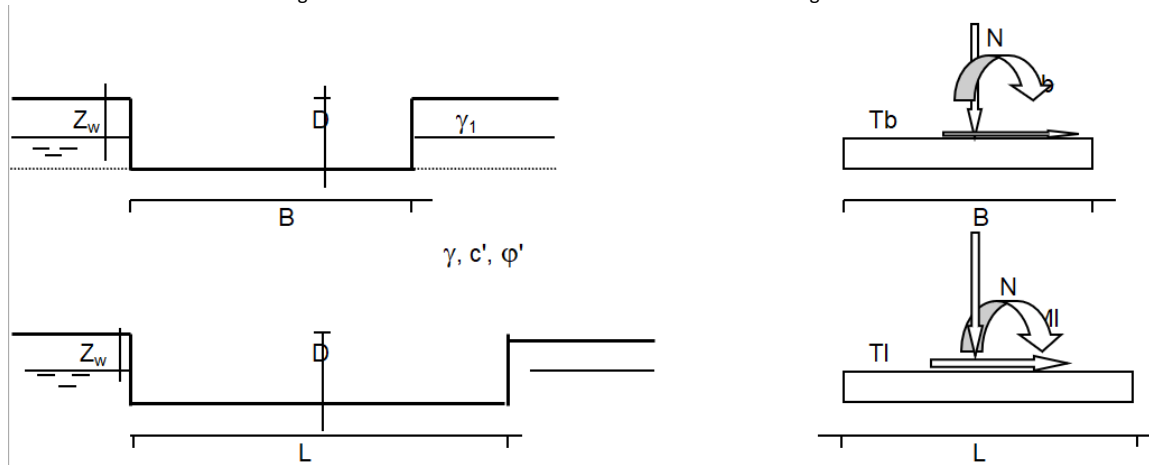
Combinaz TABLE: Joint Reactions		N	TI	Tb	Mzz	Mb	MI	eb	el
Joint		F1	F2	F3	M1	M2	M3	e3	e2
Text		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	KN-m
1 P4	01 SLU G1 Max Carico	104428.2	834.929	432.278	778.977	9494.443	7056.012	0.09	0.07
2 P4	01 SLU G1 Max Carico	77706.87	339.089	-513.875	-707.137	-8426.31	-108598	-0.11	-1.40
3 P4	03 SLU G1 Vento+Max car	98502.37	1323.457	281.377	625.0004	11936.06	5868.949	0.12	0.06
4 P4	03 SLU G1 Vento+Max car	78299.06	625.449	-692.076	-726.478	-6492.77	-89639	-0.08	-1.14
5 P4	05 SLU G2 Fren+Max car	98483.99	623.182	-81.624	252.3423	15265.53	-10383.8	0.16	-0.11
6 P4	05 SLU G2 Fren+Max car	78297.61	144.12	-961.486	-994.39	-1395.12	-100184	-0.02	-1.28
7 P4	09 SLE G1 Max car	78284.67	569.831	374.139	602.0195	6953.598	4630.424	0.09	0.06
8 P4	09 SLE G1 Max car	58445.08	217.591	-366.335	-521.445	-7070.92	-80731.3	-0.12	-1.38
9 P4	11 SLE G1 Vento+Max car	73890.04	894.924	271.111	490.2889	8533.112	2867.779	0.12	0.04
10 P4	11 SLE G1 Vento+Max car	58887.03	409.167	-482.581	-525.419	-5735.4	-67119.9	-0.10	-1.14
11 P4	13 SLE G2 Fren+Max car	73875.08	412.973	-6.565	211.7877	11227.77	-8302.17	0.15	-0.11
12 P4	13 SLE G2 Fren+Max car	58883.35	73.18	-697.862	-734.086	-1861.95	-74484.7	-0.03	-1.26
13 P4	15 SLE G1 Max carico (Freq)	73920.35	67.571	468.789	545.65	3394.423	-16688	0.05	-0.23
14 P4	15 SLE G1 Max carico (Freq)	58945.55	-53.277	-128.917	-295.497	-7927.12	-77162.9	-0.13	-1.31
15 P4	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	73914.29	233.042	429.253	534.5774	4422.16	-12776.8	0.06	-0.17
16 P4	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	58933.85	39.211	-199.649	-341.481	-7488.77	-75154.3	-0.13	-1.28
17 P4	19 SLE Quasi Perm	60727.83	45.709	372.69	260.8962	1079.854	-45662.8	0.02	-0.75
18 P4	19 SLE Quasi Perm	60368.48	-23.882	-2.456	3.8821	-6017.79	-48110.7	-0.10	-0.80
19 P4	20 SLC 1+0,3	61265.95	2059.704	6328.917	-17573.4	99901.3	-2245.6	1.63	-0.04
20 P4	20 SLC 1+0,3	59830.37	-2037.88	-5958.68	17838.14	-104839	-91527.9	-1.75	-1.53
21 P4	24 SLC 0,3+1	61110.95	3368.42	4206.886	-10852	64638	27363.76	1.06	0.45
22 P4	24 SLC 0,3+1	59985.36	-3346.59	-3836.65	11116.76	-69575.9	-121137	-1.16	-2.02
23 P4	28 SLC Z	60698.3	-187.216	-170.898	6.4606	7195.642	-49975.1	0.12	-0.82
24 P4	28 SLC Z	60338.96	-256.808	-546.045	-250.564	97.9955	-52423	0.00	-0.87
25 P4	29 SLV 1+0,3	61078.42	1362.507	4241.829	-11200.9	65337.21	-17269.4	1.07	-0.28
26 P4	29 SLV 1+0,3	60017.89	-1340.68	-3871.6	11465.69	-70275.1	-76504.1	-1.17	-1.27
27 P4	33 SLV 0,3+1	60977.6	2218.165	2863.321	-6876.29	42406.56	2087.361	0.70	0.03
28 P4	33 SLV 0,3+1	60118.72	-2196.34	-2493.09	7141.069	-47344.5	-95860.9	-0.79	-1.59
29 P4	37 SLV Z	60713.55	-66.967	109.732	137.8074	4038.342	-47748.9	0.07	-0.79
30 P4	37 SLV Z	60354.2	-136.56	-265.415	-119.198	-3059.3	-50196.8	-0.05	-0.83
31 P4	38 SLD 1+0,3	60812.55	355.646	1329.974	-2790.18	16823.04	-39002.4	0.28	-0.64
32 P4	38 SLD 1+0,3	60283.77	-333.818	-959.741	3054.945	-21761	-54771.2	-0.36	-0.91
33 P4	42 SLD 0,3+1	60787.82	555.927	989.56	-1652.25	11219.85	-34462.5	0.18	-0.57
34 P4	42 SLD 0,3+1	60308.5	-534.099	-619.326	1917.024	-16157.8	-59311.1	-0.27	-0.98
35 P4	46 SLD Z	60726.75	37.163	352.743	251.553	1304.273	-45821.1	0.02	-0.75
36 P4	46 SLD Z	60367.4	-32.43	-22.403	-5.46125	-5793.37	-48268.9	-0.10	-0.80
37 P4	47 SLO 1+0,3	60786.23	251.919	1041.568	-2053.85	11989.38	-41240.5	0.20	-0.68
38 P4	47 SLO 1+0,3	60310.09	-230.093	-671.335	2318.619	-16927.3	-52533	-0.28	-0.87
39 P4	51 SLO 0,3+1	60768.86	385.365	804.127	-1191.63	8114.722	-38214.5	0.13	-0.63
40 P4	51 SLO 0,3+1	60327.45	-363.538	-433.894	1456.4	-13052.7	-55559	-0.22	-0.92
41 P4	55 SLO Z	60727.28	41.343	362.499	256.1249	1194.514	-45743.7	0.02	-0.75
42 P4	55 SLO Z	60367.93	-28.249	-12.648	-0.89935	-5903.13	-48191.5	-0.10	-0.80
43 P4	06 SLU G2 Fcentr+Max car	98521.27	689.033	415.811	677.3733	8641.294	-9106.17	0.09	-0.09
44 P4	06 SLU G2 Fcentr+Max car	78334.88	209.97	-464.052	-569.369	-8019.36	-98906.5	-0.10	-1.26

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla combinazione SLU n.1 (Massimo valore di sforzo normale) e alle combinazioni 20 e 22 caratterizzate dal massimo valore dell'eccentricità nelle due direzioni.

Nella tabella è riportata la corrispondente simbologia delle sollecitazioni utilizzate nel foglio di calcolo (N=F1; Tb=F3, TI=T2; Mzz=M1; Mb=M2; MI=M3).

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-99: Sistema di riferimento utilizzato nelle verifiche geotecniche.



Si riportano nel seguito le sintesi delle verifiche eseguite in condizioni drenate e non drenate:

Combinazione	Condizioni drenate					
	qes [kPa]	qlim [kPa]	FS [-]	T [kN]	Tmax [kN]	FS[-]
1	333.79	1483.10	4.44	890.88	56840.07	63.80
20	126.37	1475.98	11.68	6297.53	41311.89	6.56
22	135.11	1446.05	10.70	5091.13	40506.30	7.96

Combinazione	Condizioni non drenate					
	qes [kPa]	qlim [kPa]	FS [-]	T [kN]	Tmax [kN]	FS[-]
1	367.17	477.86	1.30	979.97	46359.34	47.31
20	139.00	459.93	3.31	6927.28	70158.73	10.13
22	135.11	1446.05	10.70	5091.13	40506.30	7.96

Si riporta nel seguito i tabulati di verifica in condizioni drenate e non drenate per la combinazione n.22, le altre verifiche son riportate in allegato.

RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione 22 – condizioni drenata

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

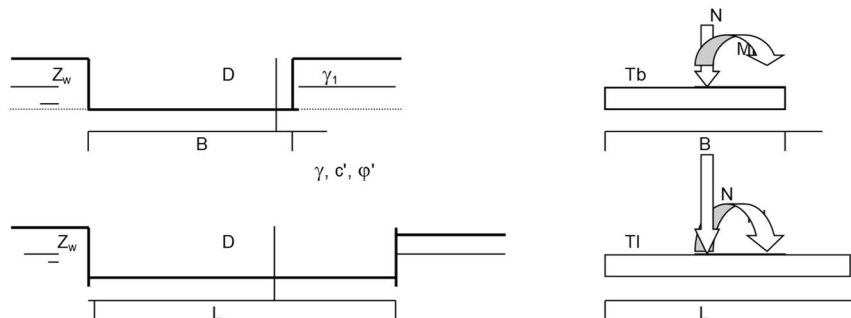
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo	coefficienti parziali						
	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 10.00 (m)
L = 32.00 (m)
D = 3.80 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	59985.36	0.00	59985.36
Mb [kNm]	-69575.94	0.00	-69575.94
Ml [kNm]	-121137.28	0.00	-121137.28
Tb [kN]	-3346.59	0.00	-3346.59
Tl [kN]	-3836.65	0.00	-3836.65
H [kN]	5091.13	0.00	5091.13

RELAZIONE DI CALCOLO

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.30 && (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20.30 && (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 32.70 && (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 && (^{\circ})\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 32.70 && (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 26.60 && (^{\circ})\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 26.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= -1.16 && (\text{m}) \\ e_L &= -2.02 && (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 12.32 && (\text{m}) \\ L^* &= 36.04 && (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 77.14 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 12.64$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 23.25$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 13.66$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.19$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.86$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 41.10 \quad (^{\circ})$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.47 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

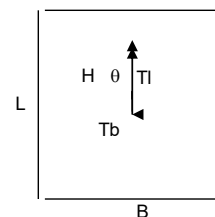
$$i_q = 0.92$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.91$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.86$$



RELAZIONE DI CALCOLO

d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$
per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.09$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.10$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3325.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 135.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1446.05 \geq q = 135.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 5091.13 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 44556.93 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 40506.3 \geq H_d = 5091.13 \quad (\text{kN})$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

Combinazione 22- condizione non drenata

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = -1.16 \quad (\text{m})$$

$$e_L = -2.02 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 163.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 12.32 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 36.04 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 77.14 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 20.30 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.07$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 41.10 \quad (^\circ)$$

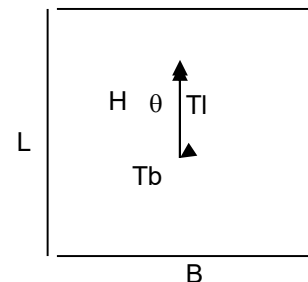
$$m = 1.47$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e

$m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.98$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.12$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1060.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 148.62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 461.08 \geq q = 148.62 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$Hd = 5600.24 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$Sd = cu B^* L^*$$

$$Sd = 72370.48 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$Sd / \gamma_R = 65791.34 \geq Hd = 5600.24 \quad (\text{kN})$$

12.4.1.1 Calcolo dei cedimenti

La condizione di carico a cui si fa riferimento per le verifiche è quella corrispondente alla combinazione n.17 SLE Quasi Permanente.

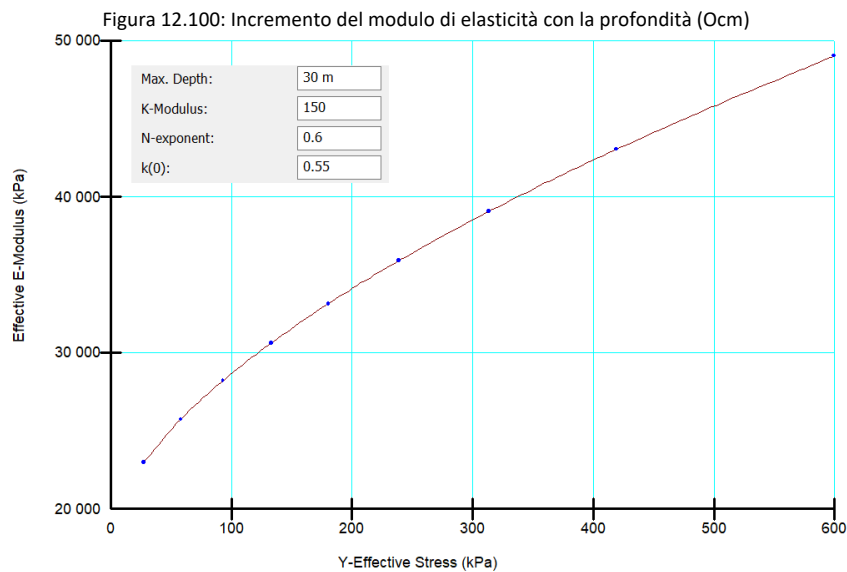
Nel calcolo dei cedimenti è stato considerato il naturale incremento del modulo di elasticità iniziale con la profondità:

$$E_i = K_L P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

dove:

- K_L è il numero del modulo e l'esponente del modulo; entrambi questi parametri sono numeri adimensionali (un valore tipico per l'esponente modulo è circa 0,5)
- la pressione atmosferica P_a viene introdotta per rendere il rapporto indipendente dall'unità impostata.
- σ_3 tensione di confinamento pari a $k_0 \cdot \sigma_1$

Per il calcolo dei cedimenti è stato considerato, relativamente alla formazione più profonda Ocm un modulo di elasticità pari a 40 MPa.



Mentre relativamente alla formazione più superficiale Mc è stato considerato il valore del modulo di elasticità definito nella tabella dei parametri geotecnici pari a 50 MPa.

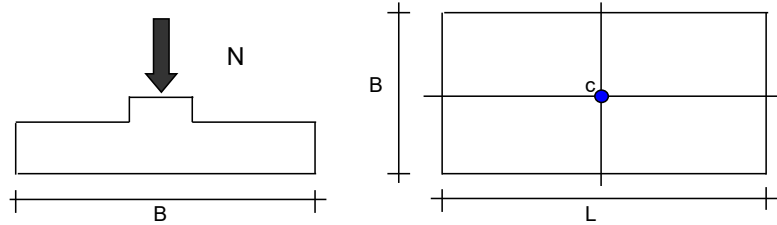
Per il caso in esame è stato riscontrato un cedimento pari a 4.51 cm, inferiore ai limiti previsti da capitolato.

Nelle figure seguenti si riportano gli input di calcolo del modello e le relative verifiche.

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-101: Input di calcolo e verifiche
CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_zi = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3) * (1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_xi = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3) * R_1^{-2}$$

$$\Delta\sigma_yi = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3) * R_2^{-2}$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum ((\Delta\sigma_zi - \nu_i(\Delta\sigma_xi + \Delta\sigma_yi)) \Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

- B = 10.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 32.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 60728 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 189.77 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Mc	10.00	0.0	10.0	1.0	50000	0.30	2.15
2	Ocm	30.00	10.0	40.0	2.0	40000	0.30	2.36
-		10.00	0.0	0.0	1.0	0	0.30	-
-		60.00	0.0	0.0	1.0	0	0.25	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-
-		0.00	0.0	0.0	1.0	0	0.00	-

$$\delta_{ctot} = 4.51 \text{ (cm)}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	ν	δ_i	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	1.0	1							50000	0.30		
1.00	1.0	1	16.01	5.02	16.77	177.35	163.69	153.40	50000	0.30	0.16	0.16
2.00	1.0	1	16.07	5.22	16.83	156.70	29.61	22.54	50000	0.30	0.28	0.45
3.00	1.0	1	16.19	5.59	16.95	142.47	21.49	11.45	50000	0.30	0.27	0.71
4.00	1.0	1	16.38	6.10	17.12	131.49	15.93	4.52	50000	0.30	0.25	0.96
5.00	1.0	1	16.62	6.73	17.36	121.63	12.03	0.45	50000	0.30	0.24	1.20
6.00	1.0	1	16.92	7.43	17.64	112.30	9.18	-1.82	50000	0.30	0.22	1.42
7.00	1.0	1	17.27	8.20	17.98	103.52	7.03	-3.03	50000	0.30	0.20	1.62
8.00	1.0	1	17.67	9.01	18.36	95.37	5.38	-3.61	50000	0.30	0.19	1.81
9.00	1.0	1	18.12	9.86	18.79	87.90	4.08	-3.83	50000	0.30	0.18	1.99
10.00	1.0	1	18.61	10.74	19.27	81.10	3.06	-3.84	50000	0.30	0.16	2.15
12.00	2.0	2	19.42	12.08	20.05	72.06	1.90	-3.66	40000	0.30	0.18	2.33
14.00	2.0	2	20.62	13.93	21.21	61.87	0.87	-3.28	40000	0.30	0.31	2.65
16.00	2.0	2	21.93	15.81	22.49	53.44	0.21	-2.88	40000	0.30	0.27	2.92
18.00	2.0	2	23.35	17.72	23.87	46.41	-0.19	-2.51	40000	0.30	0.24	3.15
20.00	2.0	2	24.84	19.65	25.34	40.54	-0.43	-2.19	40000	0.30	0.21	3.36
22.00	2.0	2	26.40	21.59	26.87	35.60	-0.57	-1.91	40000	0.30	0.18	3.54
24.00	2.0	2	28.02	23.54	28.46	31.42	-0.64	-1.68	40000	0.30	0.16	3.70
26.00	2.0	2	29.68	25.50	30.10	27.88	-0.67	-1.48	40000	0.30	0.14	3.84
28.00	2.0	2	31.38	27.46	31.78	24.85	-0.68	-1.32	40000	0.30	0.13	3.97
30.00	2.0	2	33.12	29.43	33.50	22.26	-0.66	-1.17	40000	0.30	0.11	4.09
32.00	2.0	2	34.89	31.40	35.24	20.03	-0.64	-1.05	40000	0.30	0.10	4.19
34.00	2.0	2	36.67	33.38	37.01	18.10	-0.61	-0.95	40000	0.30	0.09	4.28
36.00	2.0	2	38.48	35.36	38.81	16.42	-0.58	-0.85	40000	0.30	0.08	4.37
38.00	2.0	2	40.31	37.34	40.62	14.95	-0.55	-0.78	40000	0.30	0.08	4.44
40.00	2.0	2	42.15	39.32	42.45	13.66	-0.52	-0.71	40000	0.30	0.07	4.51

12.4.2 Verifica strutturale del plinto di fondazione

Le verifiche della platea di fondazione viene condotta facendo riferimento alle sollecitazioni agenti ad intradosso fondazione, al peso della platea e al peso del terreno sovrastante la stessa, per ciascuna combinazione di carico definita.

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso XYZ che presenta l'asse Y lungo l'asse dell'impalcato, l'asse X perpendicolare ad esso e l'asse Z positivo verso l'alto

Si riporta di seguito una schematizzazione del sistema di riferimento utilizzato per le verifiche strutturali della fondazione.

F1=-FZ

F2=FX

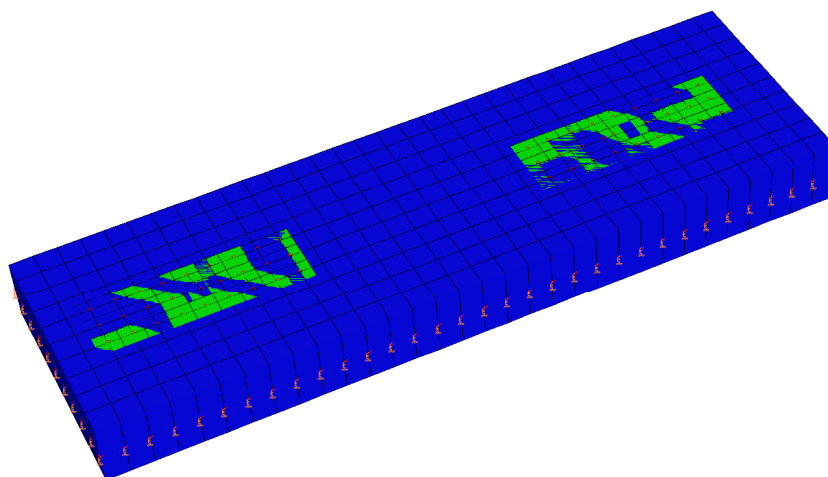
F3=FY

M1=MZ

M2=-MX

M3=-MY

Figura 12-102: Modello di calcolo fondazione pila



Prospettiva

Figura 12-103: Modello di calcolo fondazione pila-pianta.

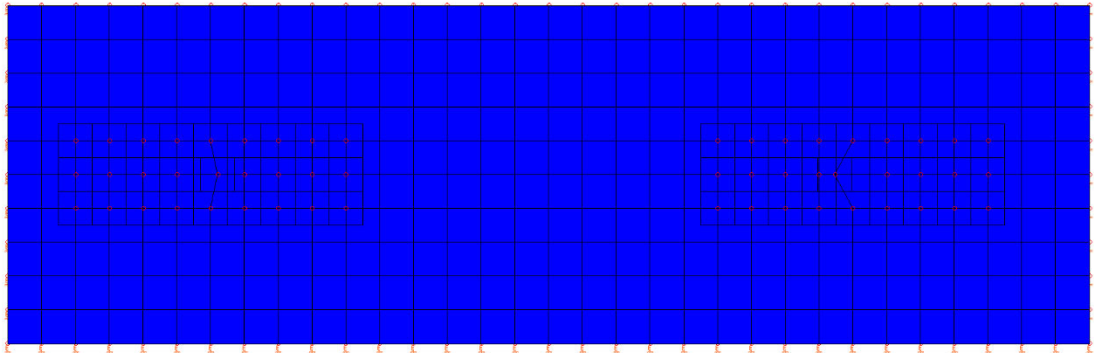


Tabella 12.11: Sollecitazioni elementari piede pila P4 Dx

RELAZIONE DI CALCOLO

Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P4	01 SLU G1 Max Carico	30509,865	420,066	220,264	301,0855	4149,8625	30426,0322
P4	01 SLU G1 Max Carico	15291,027	174,399	-254,441	-162,8007	-3601,6318	-24007,9383
P4	03 SLU G1 Vento+Max car	27129,415	667,082	145,038	274,6107	5575,2257	30461,2199
P4	03 SLU G1 Vento+Max car	15630,141	319,029	-342,026	-94,8423	-2374,5634	-14308,2578
P4	05 SLU G2 Fren+Max car	27121,064	315,815	-33,579	236,8599	7742,0645	23324,0795
P4	05 SLU G2 Fren+Max car	15630,027	77,468	-474,718	-119,4421	540,4077	-18897,9109
P4	09 SLE G1 Max car	22451,069	286,764	190,567	220,9031	2953,7367	22344,6894
P4	09 SLE G1 Max car	11153,48	112,183	-181,088	-122,4759	-3114,8632	-17850,4146
P4	11 SLE G1 Vento+Max car	19943,992	451,183	139,191	199,0898	3882,728	21981,7451
P4	11 SLE G1 Vento+Max car	11406,341	208,895	-238,181	-73,2463	-2276,7354	-10852,3514
P4	13 SLE G2 Fren+Max car	19937,141	209,538	2,517	173,2677	5614,3164	17078,3345
P4	13 SLE G2 Fren+Max car	11404,982	40,387	-344,238	-90,3011	-46,3922	-14057,437
P4	15 SLE G1 Max carico (Freq)	19958,938	33,749	237,395	150,9063	1035,9699	13356,1422
P4	15 SLE G1 Max carico (Freq)	11435,018	-25,697	-63,434	-99,5116	-3876,6063	-15232,142
P4	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	19955,949	117,236	217,754	160,543	1605,3215	15081,2628
P4	17 SLE G1 Vento+Max car (Freq)	11429,283	21,221	-98,383	-94,2585	-3556,6322	-14356,1838
P4	19 SLE Quasi Perm	12432,07	23,843	188,895	26,9495	-8,6806	1805,553
P4	19 SLE Quasi Perm	12242,382	-12,12	0,456	17,7935	-3082,7659	630,3139
P4	20 SLC 1+0,3	12678,128	1057,449	4345,647	234,2935	54334,7892	21547,3353
P4	20 SLC 1+0,3	11996,325	-1045,726	-4156,296	-189,5505	-57426,2358	-19111,4683
P4	24 SLC 0,3+1	12610,455	1748,619	2863,073	345,7444	34897,0883	35077,7372
P4	24 SLC 0,3+1	12063,998	-1736,896	-2673,722	-301,0014	-37988,5348	-32641,8703
P4	28 SLC Z	12417,642	-94,901	-89,49	21,5332	3938,4668	-66,8851
P4	28 SLC Z	12227,953	-130,865	-277,929	12,3771	864,3815	-1242,1242
P4	29 SLV 1+0,3	12592,618	699,612	2882,627	162,1739	35248,5669	14712,6435
P4	29 SLV 1+0,3	12081,834	-687,889	-2693,276	-117,4309	-38340,0135	-12276,7765
P4	33 SLV 0,3+1	12548,525	1151,486	1921,792	235,2562	22636,3267	23558,5926
P4	33 SLV 0,3+1	12125,927	-1139,763	-1732,441	-190,5132	-25727,7733	-21122,7257
P4	37 SLV Z	12425,091	-33,599	54,228	24,3294	1900,7357	899,7688
P4	37 SLV Z	12235,402	-69,563	-134,212	15,1733	-1173,3496	-275,4703
P4	38 SLD 1+0,3	12469,898	181,77	866,671	59,3432	8749,0442	4821,4982
P4	38 SLD 1+0,3	12204,554	-170,047	-677,32	-14,6002	-11840,4907	-2385,6312
P4	42 SLD 0,3+1	12459,435	287,214	625,585	76,1254	5629,4404	6885,5523
P4	42 SLD 0,3+1	12215,017	-275,491	-436,234	-31,3824	-8720,8869	-4449,6854
P4	46 SLD Z	12431,541	19,486	178,68	26,7508	136,1601	1736,8439
P4	46 SLD Z	12241,852	-16,478	-9,759	17,5947	-2937,9252	561,6047
P4	47 SLO 1+0,3	12457,824	127,028	672,116	48,9341	6180,9692	3775,8762
P4	47 SLO 1+0,3	12216,629	-115,306	-482,765	-4,1911	-9272,4158	-1340,0092
P4	51 SLO 0,3+1	12450,504	196,057	500,27	59,8123	3976,9196	5126,5028
P4	51 SLO 0,3+1	12223,948	-184,335	-310,919	-15,0693	-7068,3661	-2690,6359
P4	55 SLO Z	12431,8	21,617	183,676	26,848	65,3207	1770,4485
P4	55 SLO Z	12242,111	-14,347	-4,763	17,6919	-3008,7646	595,2093
P4	06 SLU G2 Fcentr+Max car	27138,661	347,813	212,007	251,9273	3735,5023	23861,0842
P4	06 SLU G2 Fcentr+Max car	15647,624	109,465	-229,132	-104,3747	-3466,1545	-18360,9061

Tabella 12.12: Sollecitazioni elementari piede pila P4 Sx

RELAZIONE DI CALCOLO

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P4	01 SLU G1	Combinat	Max	31642,05	414,863	212,014	263,8601	4134,202	26915,59
P4	01 SLU G1	Combinat	Min	20139,59	164,69	-259,434	-150,412	-3385,82	-15926,1
P4	03 SLU G1	Combinat	Max	29096,69	656,375	136,339	242,4483	5572,977	28196,28
P4	03 SLU G1	Combinat	Min	20392,66	306,42	-350,05	-88,858	-2180,39	-7879,9
P4	05 SLU G2	Combinat	Max	29086,67	307,367	-48,045	206,9206	7752,016	21013,22
P4	05 SLU G2	Combinat	Min	20391,32	66,652	-486,768	-112,374	756,6377	-12500,2
P4	09 SLE G1	Combinat	Max	23313,4	283,067	183,572	194,5004	2952,272	19708,68
P4	09 SLE G1	Combinat	Min	14771,4	105,408	-185,247	-112,494	-2930,32	-11892
P4	11 SLE G1	Combinat	Max	21425,85	443,741	131,92	176,7283	3891,273	20271,35
P4	11 SLE G1	Combinat	Min	14960,48	200,272	-244,4	-67,8161	-2107,44	-6117,78
P4	13 SLE G2	Combinat	Max	21417,73	203,435	-9,082	152,2719	5631,839	15332,3
P4	13 SLE G2	Combinat	Min	14958,17	32,793	-353,624	-84,2648	138,4556	-9348,33
P4	15 SLE G1	Combinat	Max	21441,22	33,822	231,394	134,8705	1045,844	11682,27
P4	15 SLE G1	Combinat	Min	14990,34	-27,58	-65,483	-89,6544	-3689,55	-10435,6
P4	17 SLE G1	Combinat	Max	21438,14	115,806	211,499	143,242	1614,93	13400,09
P4	17 SLE G1	Combinat	Min	14984,37	17,99	-101,266	-85,2867	-3373,13	-9572,06
P4	19 SLE Qu	Combinat	Max	15775,56	21,866	183,795	30,4484	45,0025	2956,155
P4	19 SLE Qu	Combinat	Min	15605,9	-11,762	-2,912	19,4898	-2928,15	1824,638
P4	20 SLC 1+0	Combinat	Max	16067,62	1002,255	1983,27	185,7154	27845,55	21789,25
P4	20 SLC 1+0	Combinat	Min	15313,84	-992,15	-1802,39	-135,777	-30728,7	-17008,5
P4	24 SLC 0,3-	Combinat	Max	15980,3	1619,801	1343,813	281,6441	17961,63	33913,96
P4	24 SLC 0,3-	Combinat	Min	15401,17	-1609,7	-1162,93	-231,706	-20844,8	-29133,2
P4	28 SLC Z	Combinat	Max	15760,46	-92,315	-81,408	24,1107	3735,689	1142,22
P4	28 SLC Z	Combinat	Min	15590,8	-125,943	-268,116	13,1521	762,54	10,7041
P4	29 SLV 1+C	Combinat	Max	15965,6	662,895	1359,202	131,9623	18211,52	15270,1
P4	29 SLV 1+C	Combinat	Min	15415,86	-652,79	-1178,32	-82,0241	-21094,7	-10489,3
P4	33 SLV 0,3	Combinat	Max	15908,87	1066,679	941,529	194,6905	11752,93	23197,93
P4	33 SLV 0,3	Combinat	Min	15472,59	-1056,57	-760,646	-144,752	-14636,1	-18417,1
P4	37 SLV Z	Combinat	Max	15768,26	-33,368	55,504	27,3826	1830,357	2078,672
P4	37 SLV Z	Combinat	Min	15598,6	-66,997	-131,203	16,4239	-1142,79	947,1551
P4	38 SLD 1+C	Combinat	Max	15822,45	173,876	463,303	54,4914	4350,069	5875,48
P4	38 SLD 1+C	Combinat	Min	15559,01	-163,771	-282,421	-4,5531	-7233,21	-1094,69
P4	42 SLD 0,3	Combinat	Max	15808,18	268,713	363,975	69,35	2819,643	7738
P4	42 SLD 0,3	Combinat	Min	15573,28	-258,608	-183,092	-19,4118	-5702,79	-2957,21
P4	46 SLD Z	Combinat	Max	15775,01	17,677	174,063	30,2159	180,4324	2889,592
P4	46 SLD Z	Combinat	Min	15605,35	-15,952	-12,644	19,2572	-2792,72	1758,076
P4	47 SLO 1+C	Combinat	Max	15808,2	124,891	369,452	46,7644	2892,02	4935,097
P4	47 SLO 1+C	Combinat	Min	15573,26	-114,787	-188,57	3,1738	-5775,16	-154,304
P4	51 SLO 0,3	Combinat	Max	15798,16	189,308	303,857	56,9628	1886,246	6199,407
P4	51 SLO 0,3	Combinat	Min	15583,31	-179,203	-122,975	-7,0246	-4769,39	-1418,61
P4	55 SLO Z	Combinat	Max	15775,28	19,726	178,823	30,3296	114,1957	2922,147
P4	55 SLO Z	Combinat	Min	15605,62	-13,902	-7,885	19,371	-2858,95	1790,631
P4	06 SLU G2	Combinat	Max	29106,35	341,22	203,804	222,0868	3741,521	21614,28
P4	06 SLU G2	Combinat	Min	20411	100,505	-234,92	-97,2077	-3253,86	-11899,2

RELAZIONE DI CALCOLO

Le sollecitazioni in tabella sono riportate secondo un sistema di riferimento destrorso XYZ che presenta l'asse Y lungo l'asse dell'impalcato, l'asse X perpendicolare ad esso e l'asse Z positivo verso il basso.

La platea sia in direzione longitudinale (lungo X) che trasversale (lungo Y) viene modellata con elementi shell con costante di sottofondo determinata attraverso la formulazione di **Vesic** (1937), con riferimento allo strato appartenente alla formazione Mc, pari a:

$$k_v = 0.65 \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot B^4}{E_{cls} \cdot I_{cls}}} = 3.512 \times 10^3 \frac{kN}{m^3}$$

Le sollecitazioni derivanti dalla pila Dx e Sx sono state applicate come carichi nodali; per ogni pila sono stati inoltre modellati 12 nodi e 33 nodi collegati tra loro con link rigidi al fine di rappresentare l'area di impronta della pila sulla fondazione.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLU analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

PILA DX

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2	F3	F1	M2	M3	M1
				FX	FY	-FZ	-MX	MY	MZ
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P4d	01 SLU G1 Max	Combinati	Max	420,066	220,264	30509,87	4149,863	30426,03	301,0855
P4d	20 SLC 1+0,3	Combinati	Max	1057,449	4345,647	12678,13	54334,79	21547,34	234,2935
P4d	20 SLC 1+0,3	Combinati	Min	-1045,73	-4156,3	11996,33	-57426,2	-19111,5	-189,551
P4d	24 SLC 0,3+1	Combinati	Max	1748,619	2863,073	12610,46	34897,09	35077,74	345,7444
P4d	24 SLC 0,3+1	Combinati	Min	-1736,9	-2673,72	12064	-37988,5	-32641,9	-301,001

PILA SX

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2	F3	F1	M2	M3	M1
				FX	FY	-FZ	-MX	MY	MZ
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P4s	01 SLU G1 Max Car	Combinat	Max	414,863	212,014	31642,05	4134,202	26915,59	263,8601
P4s	20 SLC 1+0,3	Combinat	Max	1002,255	1983,27	16067,62	27845,55	21789,25	185,7154
P4s	20 SLC 1+0,3	Combinat	Min	-992,15	-1802,39	15313,84	-30728,7	-17008,5	-135,777
P4s	24 SLC 0,3+1	Combinat	Max	1619,801	1343,813	15980,3	17961,63	33913,96	281,6441
P4s	24 SLC 0,3+1	Combinat	Min	-1609,7	-1162,93	15401,17	-20844,8	-29133,2	-231,706

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle combinazioni di carico SLE analizzate; sono stati considerati i valori massimi e minimi delle sollecitazioni derivanti dalle pile superiori.

RELAZIONE DI CALCOLO

PILA DX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	MY	MZ
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P4d	09SLEmax	286,764	190,567	-22451,1	-2953,74	22344,69	220,9031
P4d	11SLEmax	451,183	139,191	-19944	-3882,73	21981,75	199,0898
P4d	13SLEmin	40,387	-344,238	-11405	46,3922	-14057,4	-90,3011
P4d	13SLEmax	209,538	2,517	-19937,1	-5614,32	17078,33	173,2677
P4d	15SLEminFRE	-25,697	-63,434	-11435	3876,606	-15232,1	-99,5116
P4d	17SLEminFRE	21,221	-98,383	-11429,3	3556,632	-14356,2	-94,2585
P4d	19QPmin	-12,12	0,456	-12242,4	3082,766	630,3139	17,7935
P4d	19QPmax	23,843	188,895	-12432,1	8,6806	1805,553	26,9495
P4d	15SLEmaxFRE	33,749	237,395	-19958,9	-1035,97	13356,14	150,9063
P4d	17SLEmaxFRE	117,236	217,754	-19955,9	-1605,32	15081,26	160,543

PILA SX

Joint	OutputCase	F2	F3	F1	M2	M3	M1
		FX	FY	-FZ	-MX	MY	MZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
P4s	09SLEmax	283,067	183,572	-23313,4	-2952,27	19708,68	194,5004
P4s	11SLEmax	443,741	131,92	-21425,8	-3891,27	20271,35	176,7283
P4s	13SLEmin	32,793	-353,624	-14958,2	-138,456	-9348,33	-84,2648
P4s	13SLEmax	203,435	-9,082	-21417,7	-5631,84	15332,3	152,2719
P4s	15SLEminFRE	-27,58	-65,483	-14990,3	3689,547	-10435,6	-89,6544
P4s	17SLEminFRE	17,99	-101,266	-14984,4	3373,126	-9572,06	-85,2867
P4s	19QPmin	-11,762	-2,912	-15605,9	2928,147	1824,638	19,4898
P4s	19QPmax	21,866	183,795	-15775,6	-45,0025	2956,155	30,4484
P4s	15SLEmaxFRE	33,822	231,394	-21441,2	-1045,84	11682,27	134,8705
P4s	17SLEmaxFRE	115,806	211,499	-21438,1	-1614,93	13400,09	143,242

12.4.3 Sollecitazioni indotte elementi strutturali tipo guscio

Di seguito si riporta lo schema con le sollecitazioni massime di momento, taglio e sforzo normale nella combinazione di carico :

- SLU – STR
- SLE

L'analisi FEM della struttura sotto azioni di progetto ha consentito di determinare le sollecitazioni negli elementi strutturali.

I risultati delle analisi sono riportati in forma di tabulati di calcolo allegati.

L'andamento delle sollecitazioni unitarie nell'elemento strutturale per le combinazioni SLU-STR sono le seguenti:

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-104: Inviluppo SLU delle sollecitazioni S_{xx} (kN/m²).

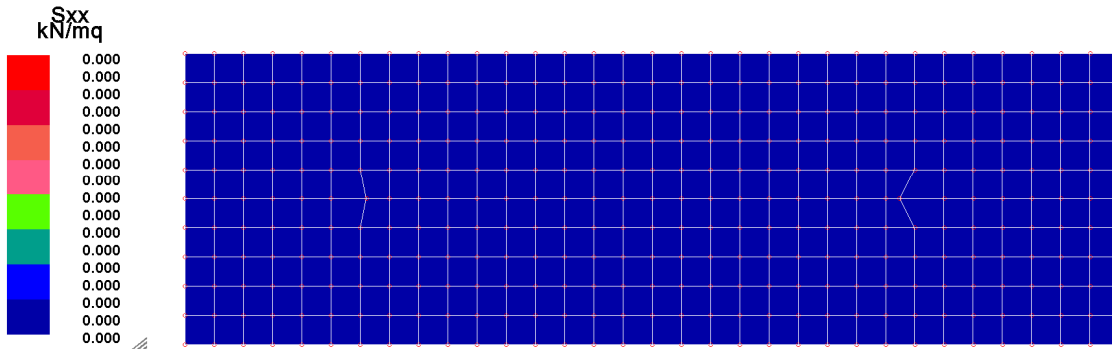
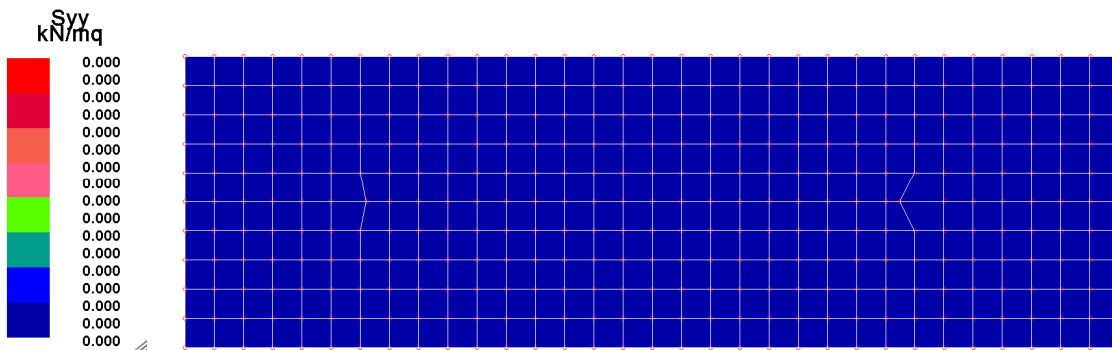


Figura 12-105: Inviluppo SLU delle sollecitazioni S_{yy} (kN/m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-106: Inviluppo SLU delle sollecitazioni Sxy (kN/m2).

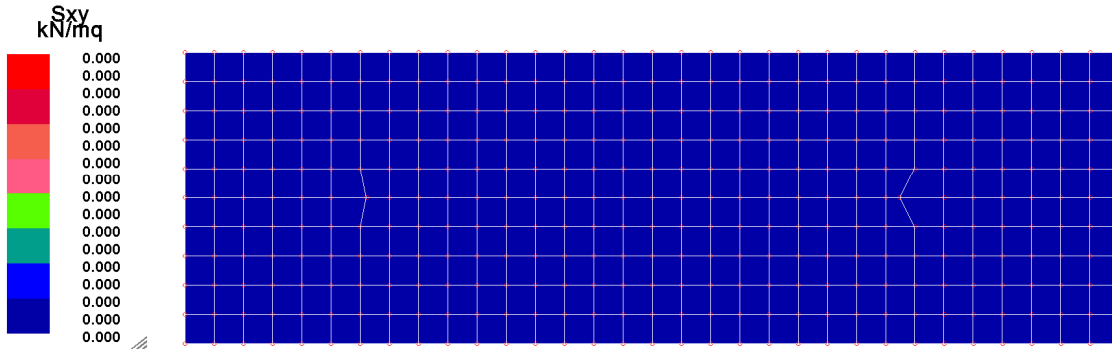
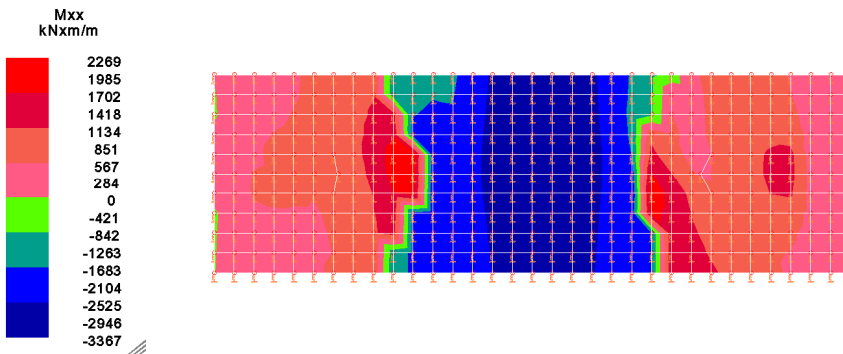


Figura 12-107: Inviluppo SLU delle sollecitazioni flettenti Mxx (kN-m/m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-108: Involuppo SLU delle sollecitazioni flettenti Myy (kN-m/m).

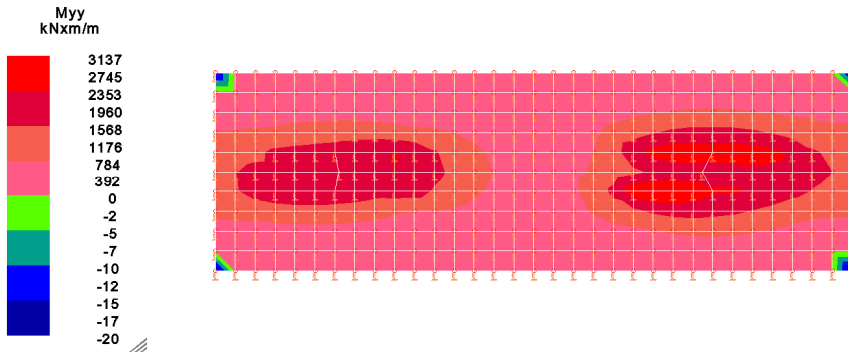
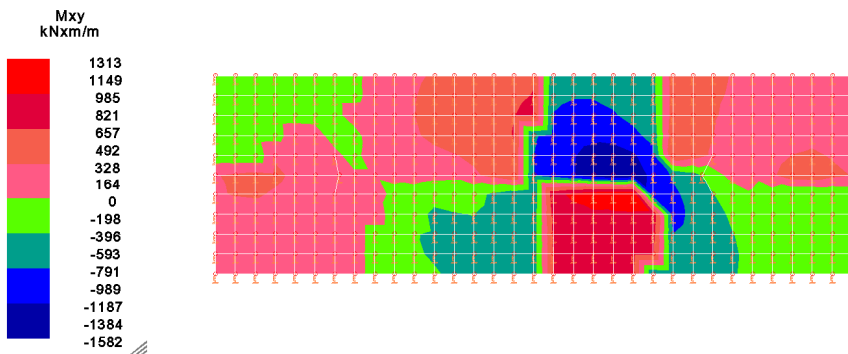


Figura 12-109: Involuppo SLU delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN-m/m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-110 Inviluppo SLU delle sollecitazioni di taglio TM_{xx} (kN/m²).

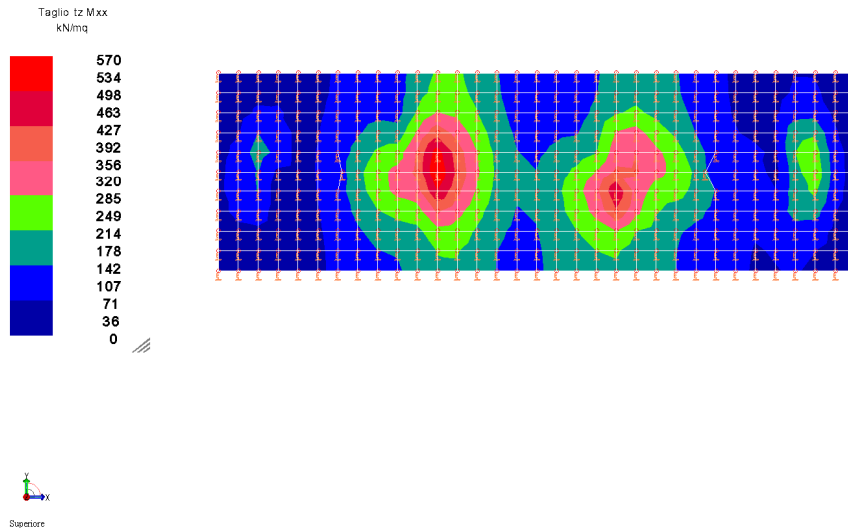
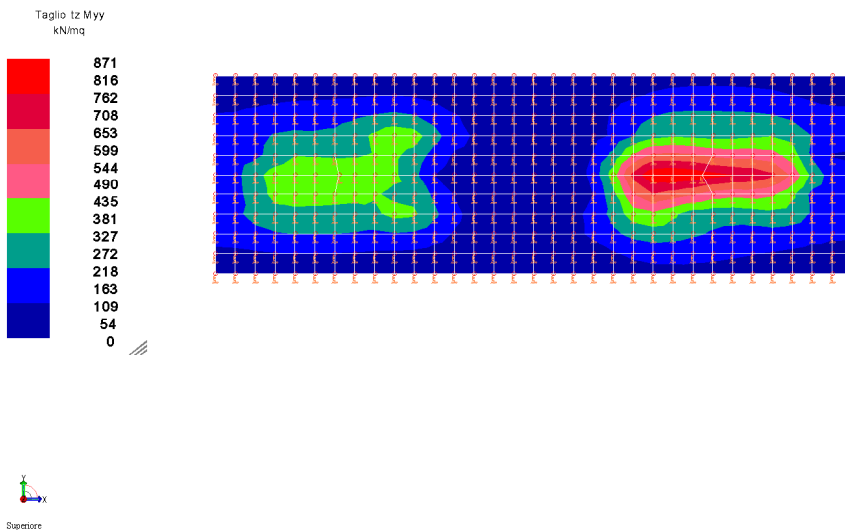


Figura 12-111: Inviluppo SLU delle sollecitazioni di taglio TM_{yy} (kN/m²).



L'andamento delle sollecitazioni unitarie nell'elemento strutturale per le combinazioni SLE sono le seguenti:

Figura 12-112. Inviluppo SLE delle sollecitazioni S_{xx} (kN/m²).

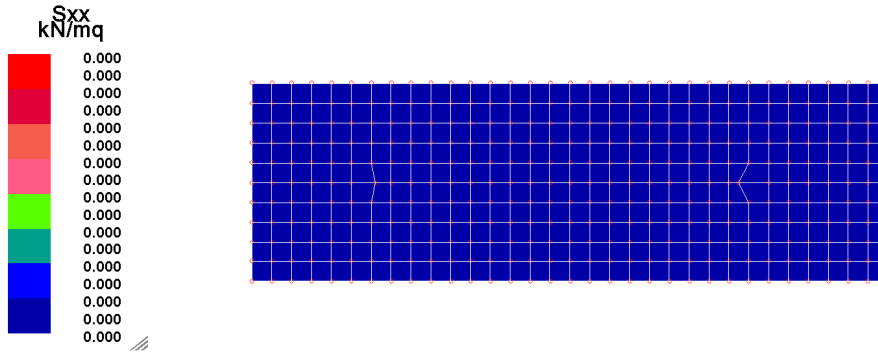
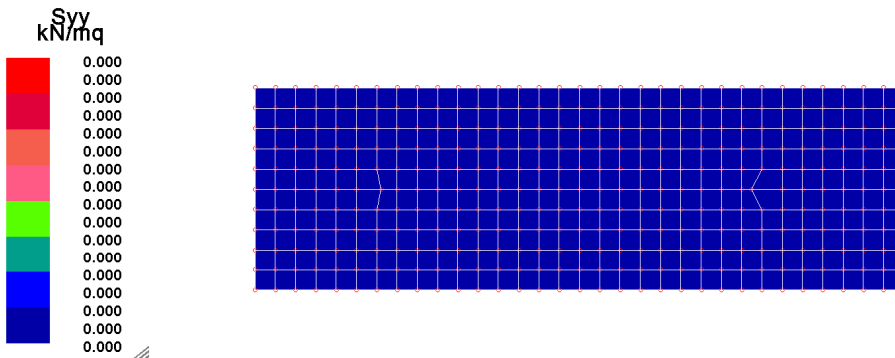


Figura 12-113. Inviluppo SLE delle sollecitazioni S_{yy} (kN/ m²).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-114 Involuppo SLE delle sollecitazioni Sxy (kN/ m²).

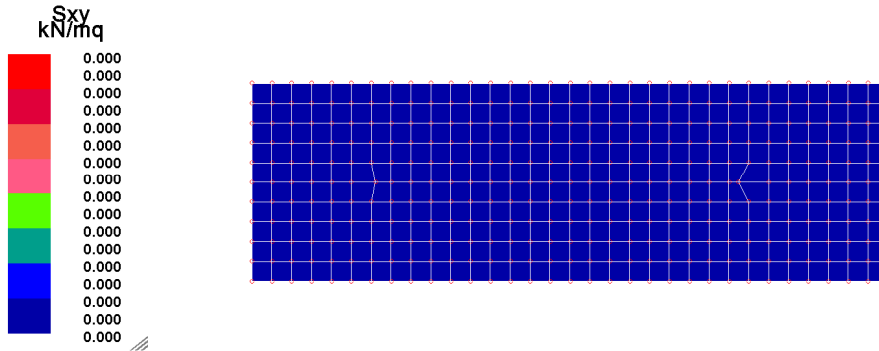
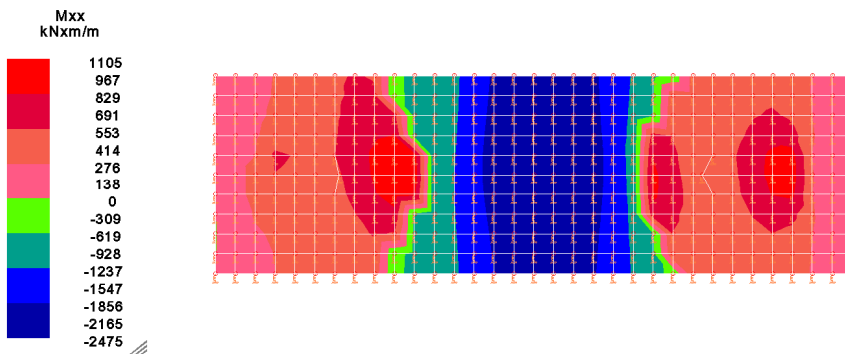


Figura 12-115. Involuppo SLE delle sollecitazioni flettenti Mxx (kN-m/ m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-116. Involuppo SLE delle sollecitazioni flettenti Myy (kN-m/ m).

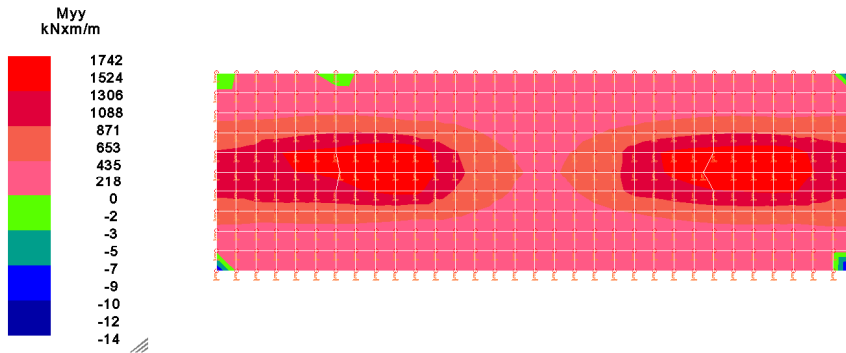
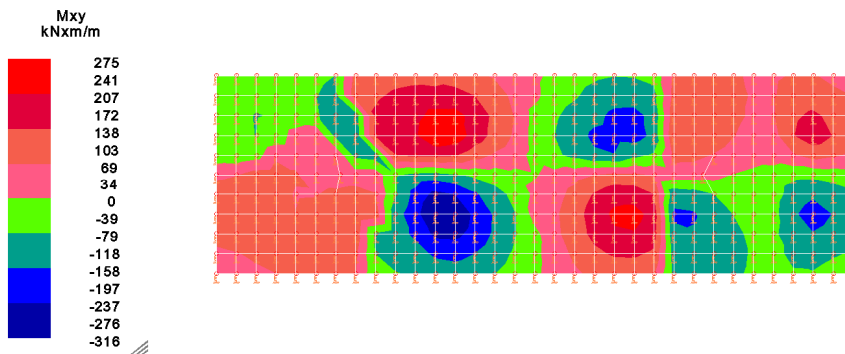


Figura 12-117. Involuppo SLE delle sollecitazioni torcenti Mxy (kN-m/ m).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-118. Involuppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Mxx (kN/m²).

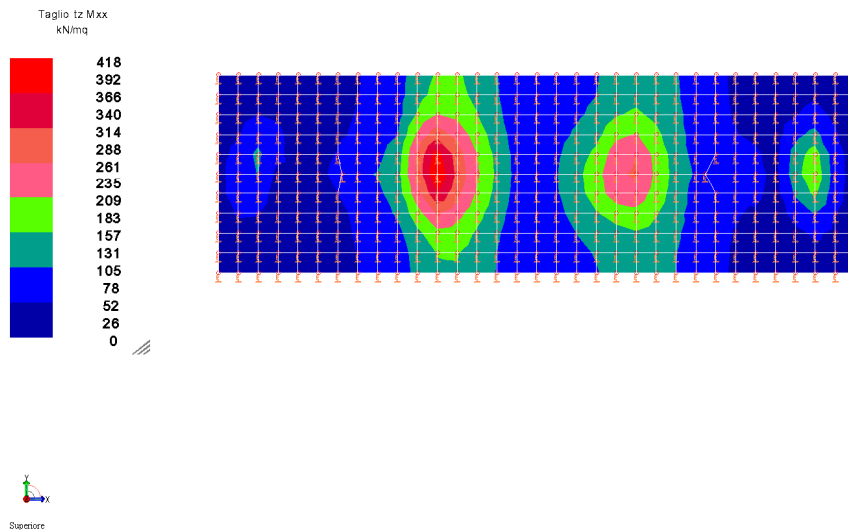
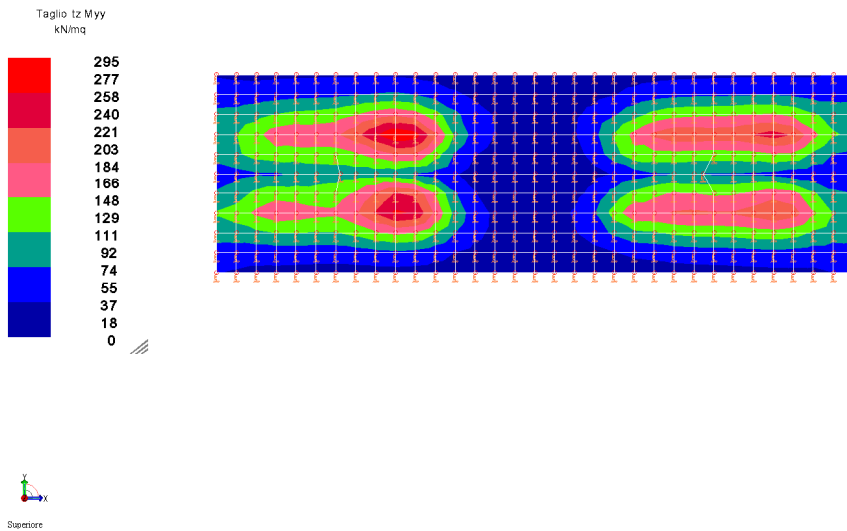


Figura 12-119. Involuppo SLE delle sollecitazioni di taglio Tz di Myy (kN/m²).



12.4.4 Verifiche SLV

Le verifiche degli elementi strutturali sono state suddivise in:

- j) verifica a presso-flessione
- k) verifica a taglio
- l) verifica a torsione

Assegnata la geometria della sezione, il dimensionamento è consistito nella ricerca dell'area delle armature tale da far sì che le più sfavorevoli combinazioni di sforzo normale, momenti flettenti e taglio fossero compatibili con lo SLU prescelto.

Le verifiche sono state condotte in modo automatico con l'ausilio del codice di calcolo utilizzato.

I risultati delle verifiche sono riportati, per ciascun elemento strutturale, nei Tabulati di Calcolo allegati.

12.4.4.1 Verifiche a presso-flessione

Di seguito sono riportate le armature assegnate alla zattera di fondazione.

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Ferri longitudinali	26	20
Ferri trasversali	26	20

Nelle figure che seguono si mostra l'incidenza incrementale delle armature ottenuta per tutte le direzioni considerate.

Figura 12-120: Armatura aggiuntiva inferiore in direzione x(cm2).

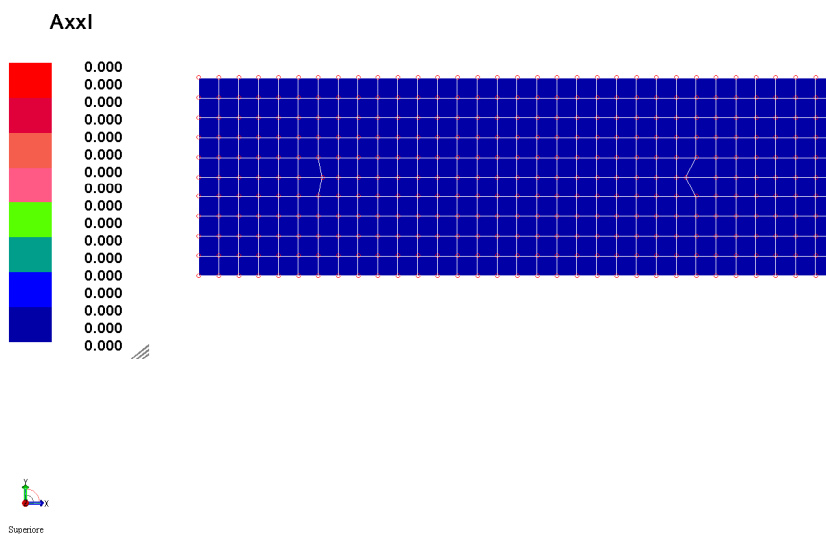


Figura 12-121: Armatura aggiuntiva superiore in direzione x(cm2).

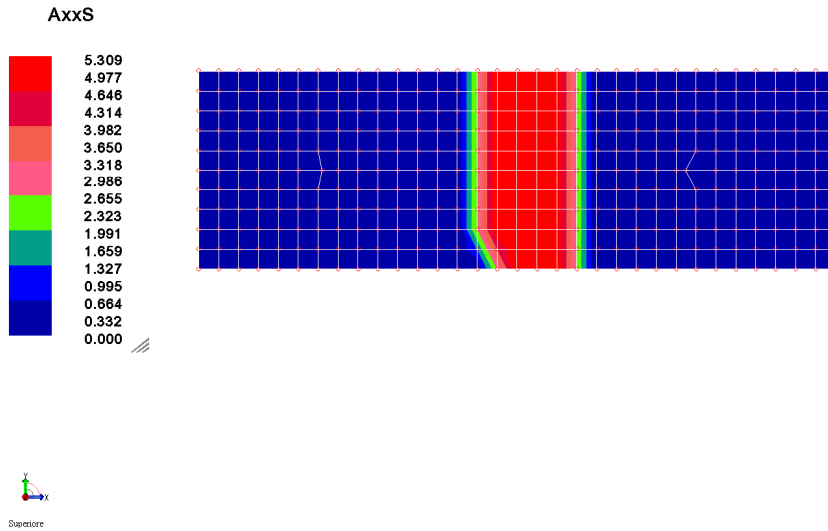
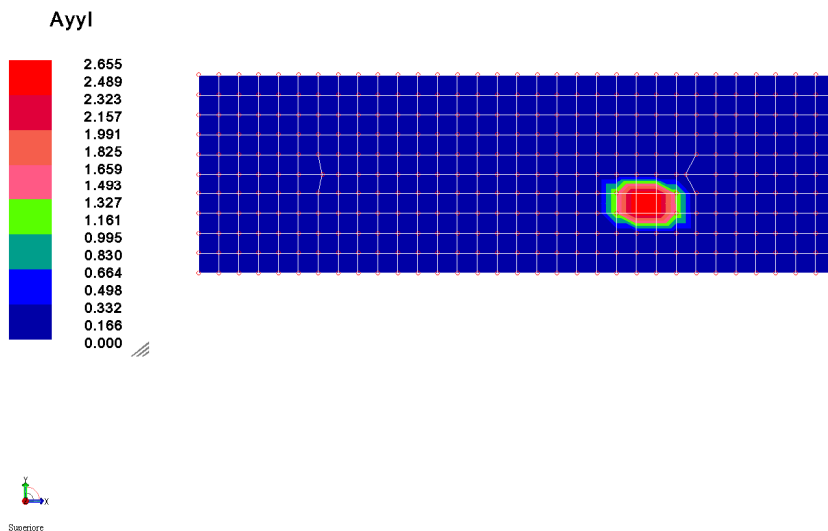
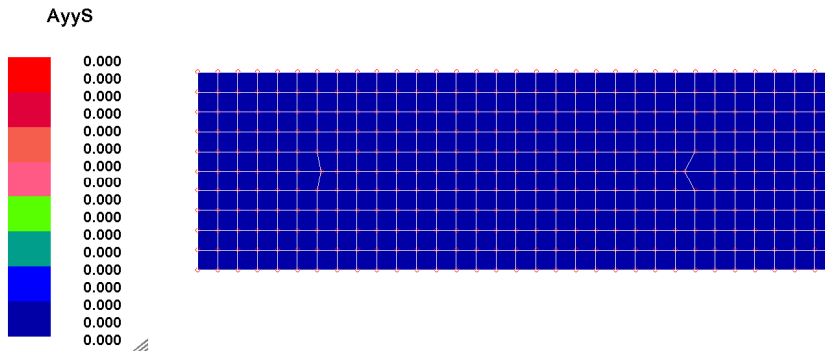


Figura 12-122: Armatura aggiuntiva inferiore in direzione y(cm2).



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 12-123: Armatura aggiuntiva superiore in direzione y(cm2).



Come si evince dalle figure precedenti, l'armatura longitudinale disposta consente il soddisfacimento delle verifiche strutturali della platea di fondazione.

Si riporta di seguito la verifica della sezione più sollecitata nei confronti dei momenti agenti massimi nelle due direzioni, considerando l'armatura aggiuntiva inferiore richiesta.

Come si evince dalle figure precedenti, l'armatura longitudinale disposta non consente il soddisfacimento delle verifiche strutturali della platea di fondazione. In particolare è necessaria un'armatura incrementale in alcune aree pari a $5,3 \text{ cm}^2$ (equivalente ad una barra $\Phi 26$); di conseguenza si prescrive un infittimento con barre $\Phi 26/20''$ nelle zone riportate nelle immagini seguenti:

Figura 12-124: Armatura aggiuntiva superiore.

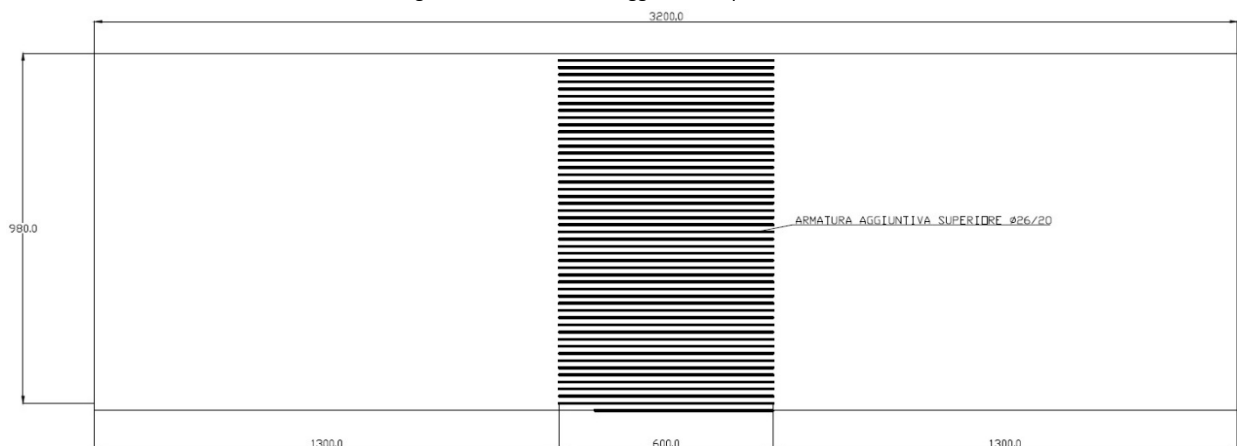
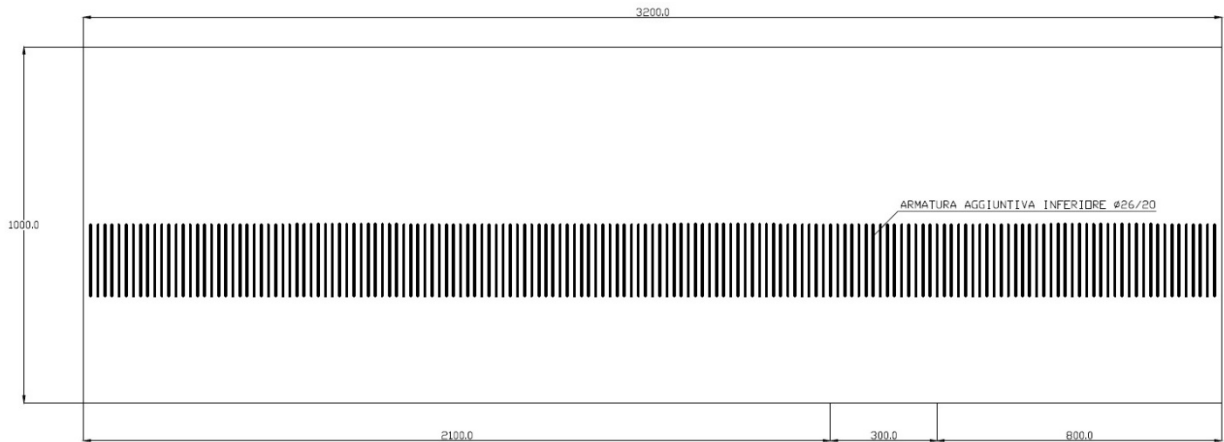
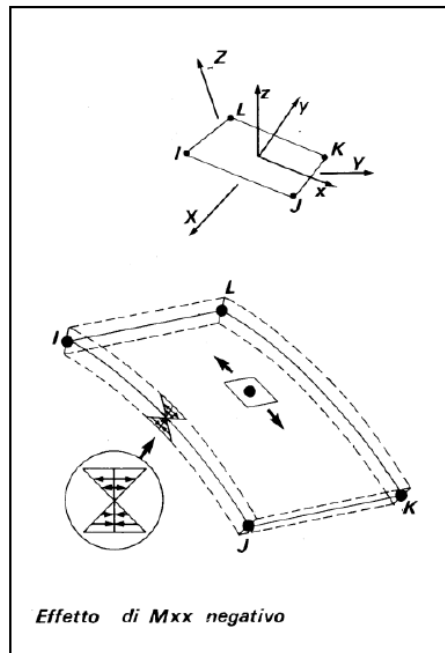


Figura 12-125: Armatura aggiuntiva inferiore.



Le verifiche sono state condotte in riferimento al seguente schema delle sollecitazioni:



Si riporta di seguito la verifica della sezione più sollecitata nei confronti dei momenti agenti massimi nelle due direzioni, considerando l'armatura aggiuntiva richiesta.

Verifica rispetto al momento Mxx negativo

È considerata la sezione che presenta l'infittimento dell'armatura superiore su una larghezza di 10 m

Corrente superiore:

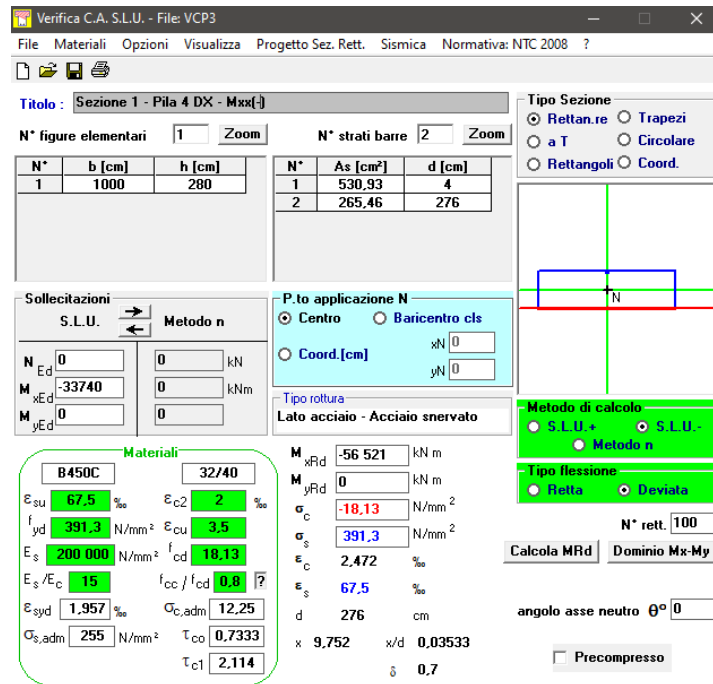
n. 100 $\phi 26 \rightarrow A_s = 530.93 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

La verifica nei confronti del momento massimo negativo è illustrata di seguito:

RELAZIONE DI CALCOLO



Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sezione 1 - Pila 4 DX - Mxx[+]

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	530,93	4
			2	265,46	276

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -33740 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Materiali: B450C 32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -56 521 kN m
M_{yRd} 0 kN m
σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 2,472 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 276 cm
x 9,752 x/d 0,03533
δ 0,7

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.60$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento Mxx positivo

Si farà riferimento a due sezioni entrambe con L=10 m: una in cui è presente l'infittimento dell'armatura inferiore e su cui agisce il momento massimo positivo; l'altra in cui è presente inferiormente solo l'armatura di base.

➤ **SEZIONE 1**: l'armatura di riferimento è

Corrente superiore:

n. 50 φ26 → As = 265.46 cm²

Corrente inferiore:

n. 100 φ26 → As = 530.93 cm²

La verifica nei confronti del momento massimo positivo è illustrata di seguito:

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Sezione 1 - Pila 4 DX - Mxx(+)

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265.46	4
			2	530.93	276

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 22640 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Materiali

B450C 32/40

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 %
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 56 521 kN m
M_{yRd} 0 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 2.472 %
ε_s 67.5 %
d 276 cm
x 9.752 x/d 0.03533
δ 0.7

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h=MEd/MRd=0.37$: la verifica è soddisfatta.

➤ **SEZIONE 2:** l'armatura di riferimento è

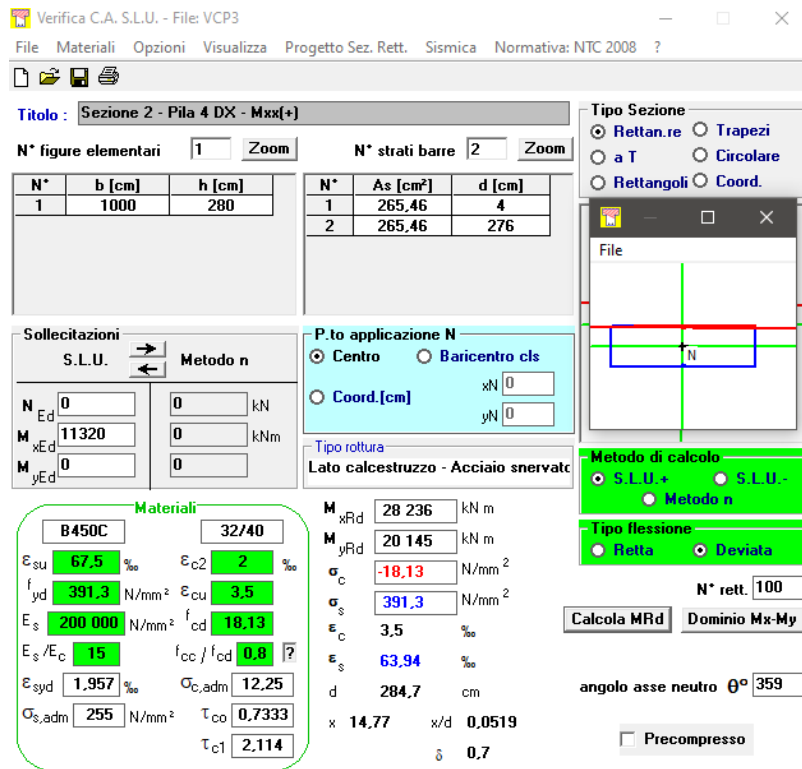
Corrente superiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 50 $\phi 26 \rightarrow A_s = 265.46 \text{ cm}^2$

RELAZIONE DI CALCOLO



Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sezione 2 - Pila 4 DX - Mxx(+)

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
			2	265,46	276

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 11320 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C 32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M _{xRd} 28 236 kN m
M _{yRd} 20 145 kN m
σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ϵ_c 3,5 ‰
ϵ_s 63,94 ‰
d 284,7 cm
x 14,77 x/d 0,0519
δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 359

Precompresso

L'indice di resistenza risulta inferiore all'unità, $h=MEd/MRd=0.33$: la verifica è soddisfatta.

Verifica rispetto al momento M_{yy} positivo

È considerata la sezione che presenta l'infittimento dell'armatura inferiore su una larghezza di 32 m e quella in cui è presente solo l'armatura di base

➤ **SEZIONE 1**

L'armatura di riferimento è quella della zona con gli infittimenti:

Corrente superiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 320 $\phi 26 \rightarrow A_s = 1698.97 \text{ cm}^2$

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Sezione 1 - Pila 4 DX - Myy(+)

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849.49	4
			2	1698.97	276

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 100288 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18.13 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

M_{xRd} 176 844 kN m
M_{yRd} 525 629 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 23.38 ‰
d 303.9 cm
x 39.57 x/d 0.1302
δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° 359
Precompresso

L'indice di resistenza è inferiore all'unità, $h = M_{Ed} / MR_d = 0.55$: la verifica è soddisfatta.

➤ **SEZIONE 2**

L'armatura di riferimento è quella di base

Corrente superiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

Corrente inferiore:

n. 160 $\phi 26 \rightarrow A_s = 849.49 \text{ cm}^2$

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Sezione 2 - Pila 4 DX - Myy(+)

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	3200	280	1	849,49	4
			2	849,49	276

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 31328 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali B450C 32/40

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
τ_{c1} 2,114 ‰

M_{xRd} 90 749 kN m
M_{yRd} 0 kN m
σ_c -17,49 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_s 1,625 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 276 cm
x 6,49 x/d 0,02351
δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

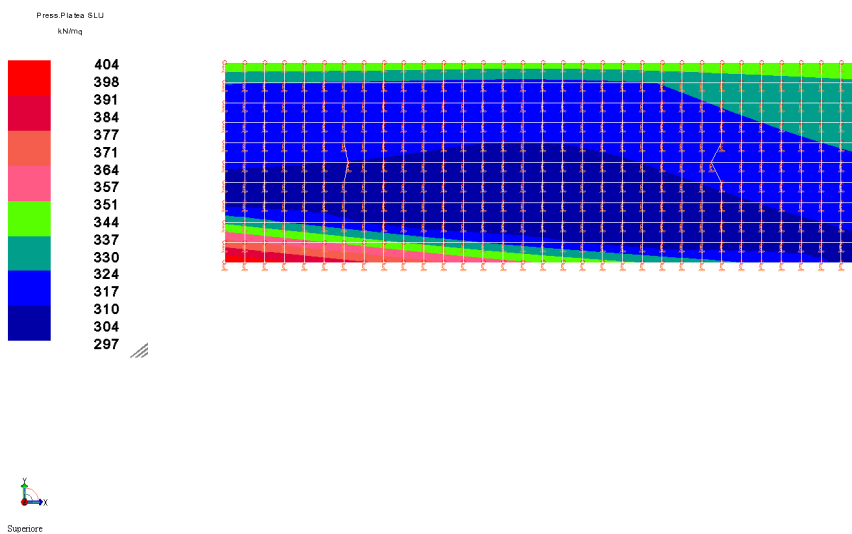
Precompresso

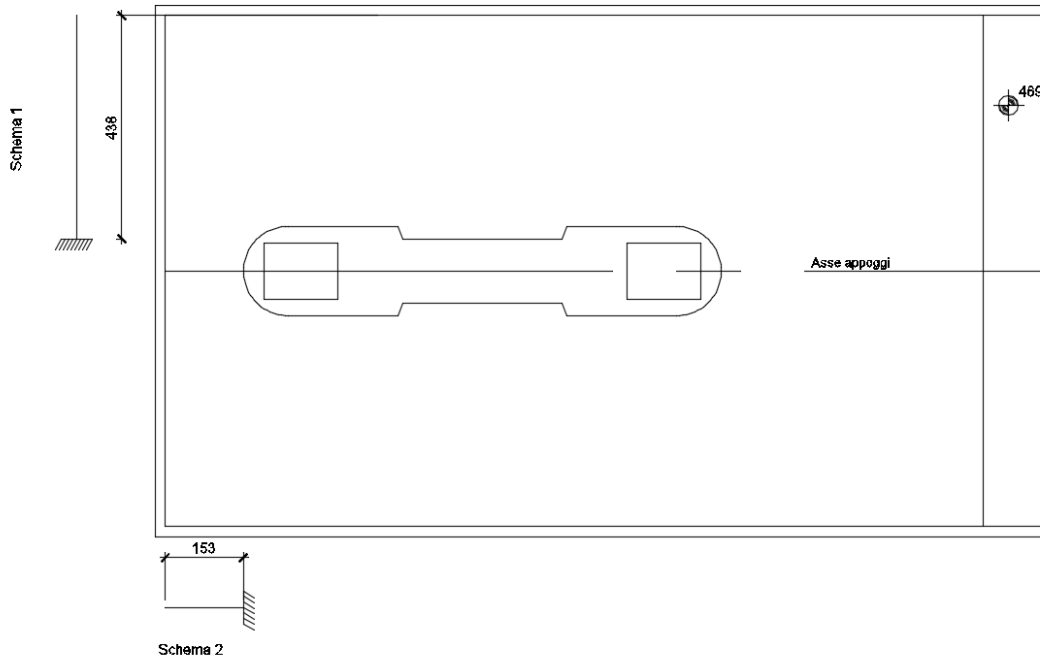
L'indice di resistenza è inferiore all'unità, $h = M_{Ed}/M_{Rd} = 0.34$: la verifica è soddisfatta.

12.4.4.2 Verifiche a taglio

Per il calcolo dell'armatura a taglio della zattera si è fatto riferimento allo schema di calcolo di una mensola incastrata in corrispondenza della pila e caricata dalla pressione del terreno sottostante.

Figura 12-126: Pressioni Platea SLU (kN /m2).





La verifica è stata condotta su una fascia di 1 m.

In riferimento allo schema 1, il taglio agente è $V_{Ed}=1769.52$ kN

In riferimento allo schema 2, il taglio agente è $V_{Ed}=618.12$ kN

La verifica è stata condotta rispetto allo schema 1, in quanto la mensola risulta più sollecitata.

Di seguito si riporta lo sviluppo del calcolo, che comprende la valutazione preliminare di $V_{R,cd}$ e la verifica della specifica armatura a taglio, con valutazione dei vari contributi resistenti.

Si prescrive la seguente armatura a taglio in entrambe le direzioni:

Tipologia ferri	Diametro (mm)	Passo (cm)
Spille	12	20

RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			
Rck ≥	35	MPa	classe identificativa del calcestruzzo
γc	1,5		coefficiente parziale SLU
acc	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
fck = 0.83 Rck	28	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
fc _m = fck + 8	36	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
fcd = α fck / γc	15,87	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
fctm = 0.30 fck(2/3)	2,77	MPa	resistenza a trazione media
fctk 0.05 = 0.7 fctm	1,94	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
fctk 0.95 = 1.3 fctm	3,60	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
fctd = fctk 0.05 / γc	1,29	MPa	resistenza a trazione di progetto
fc _{fm} = 1.2 fctm	3,32	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
fc _{fk} = 0.7 fc _{fm}	2,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
fc _{fk} = 1.3 fc _{fm}	4,32	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
E _{cm} = 22000 (f _{cm} /	32308	MPa	modulo elastico
SLE			
σ _t = fctm / 1.2	2,31	MPa	stato limite di formazione delle fessure
σ _c < 0.60 fck	16,80	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
σ _c < 0.45 fck	12,60	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
f _{yk} ≥	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ _s	1,15		coefficiente parziale SLU
f _{yd} = f _{yk} / γ _s	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E _s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
σ _s < 0.80 f _{yk}	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	3	cm	copriferro

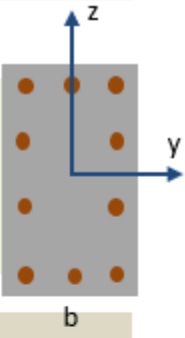
Dati geometrici

b =	100,00	cm	Base della sezione (larghezza minima della sezione)
h =	280,00	cm	Altezza della sezione
d' =	4,00	cm	Copriferro
α =	90,00	°	Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

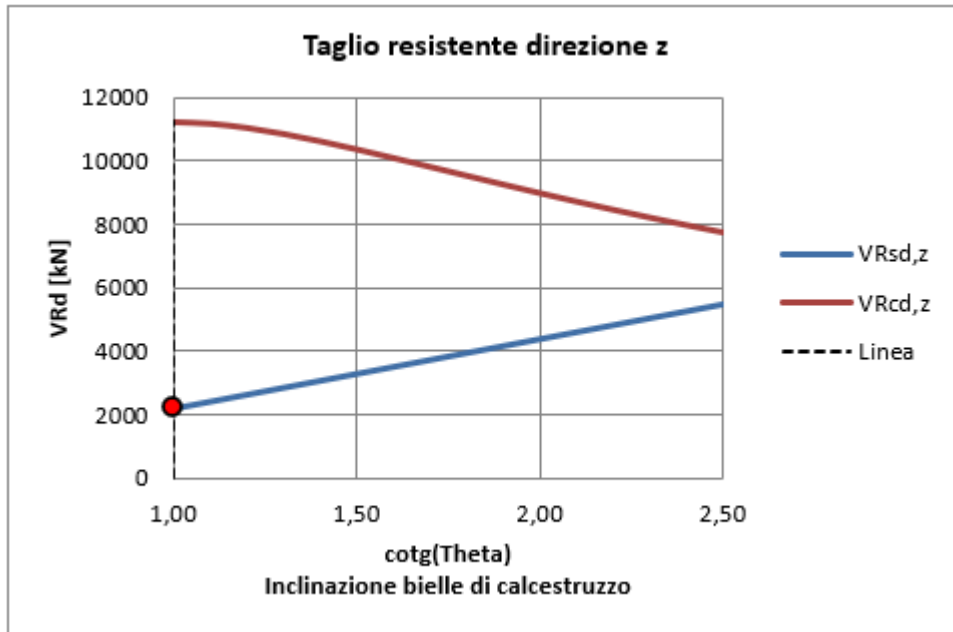
A favore di sicurezza si è assunto il valore dell'angolo θ pari a 45°.

Scegli:	Manuale	<input type="button" value="v"/>
θ _z =	45,00	° Taglio in direzione z (compreso fra 21.81° e 45°)
θ _y =	45,00	° Taglio in direzione y (compreso fra 21.81° e 45°)

RELAZIONE DI CALCOLO

Armatura trasversale								
$\Phi_{st} =$	12	mm	Diametro delle staffe o dei ferri piegati					
$n_b =$	4		Numero di bracci delle staffe					
$A_{sw} =$	4,52	cm ²	Area di armatura trasversale (staffe o ferri piegati)					
$p_{st} =$	20,00	cm	Passo delle staffe					
Sollecitazioni								
$V_{Ed,z} =$	1769,52	kN	Taglio sollecitante direz. Z					
$V_{Ed,y} =$	0,00	kN	Taglio sollecitante direz. Y					
$N_{Ed} =$	0,00	kN	Sforzo normale (solo per i pilastri)					
Dati per la verifica sui dettagli costruttivi:								
$\phi_{l,min} =$	26,00	mm	Diametro minimo delle barre longitudinali					
$\phi_{l,max} =$	26,00	mm	Diametro massimo delle barre longitudinali					
Tagli resistenti in direzione Z								
$V_{Rcd,z} =$	11260,80	kN	Resistenza lato calcestruzzo ("Taglio compressione")					
$V_{Rsd,z} =$	2198,61	kN	Resistenza dell'armatura trasversale ("Taglio trazione")					
$V_{Rd,z} =$	2198,61	kN	$\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$					
Tagli resistenti in direzione Y								
$V_{Rcd,y} =$	10967,04	kN	Resistenza lato calcestruzzo ("Taglio compressione")					
$V_{Rsd,y} =$	764,73	kN	Resistenza dell'armatura trasversale ("Taglio trazione")					
$V_{Rd,y} =$	764,73	kN	$\min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$					
Verifica di resistenza a taglio							Ed/Rd	Esito
Verifica a taglio direz. Z	$V_{Ed,z} =$	1 769,52	\leq	$V_{Rd,z} =$	2 198,61	kN	✔ 0,80	Positivo

RELAZIONE DI CALCOLO



Di seguito si riportano in forma grafica le zone in cui è necessaria l'armatura a taglio.

Figura 12-127: Armatura staffe //y (cm² /m²).

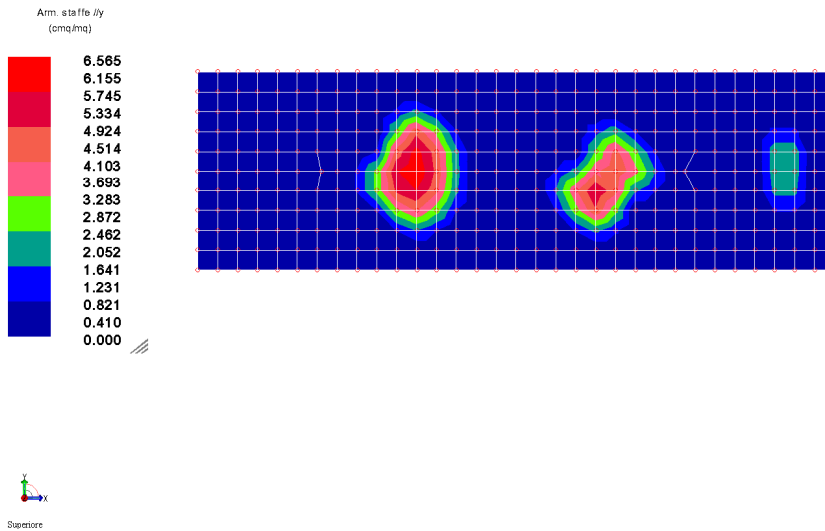
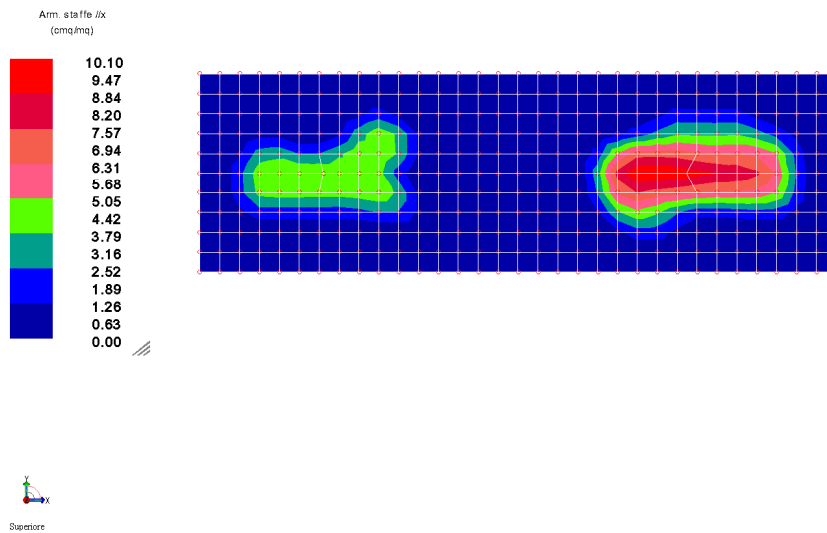


Figura 12-128: Armatura staffe //x (cm²/m²).



12.4.4.2.1 Verifiche tirante-puntone

La verifica è stata condotta in riferimento a metà fondazione.

VERIFICHE FONDAZIONI			
Dimensioni Geometriche della Fondazione			
Parametri di Base			
Dimensioni Pila	Ap (x)	930,0	cm
	Bp (y)	175,0	cm
Copriferro Pila	cp	4,0	cm
Interasse pali (x)	ix	0,0	cm
Interasse pali (y)	iy	0,0	cm
φstaffe pila	φst	14	mm
φlong pila	φl	30	mm
Dimensioni fondazione	Ac	1600,0	cm
	Bc	1000,0	cm
Altezza della fondazione	hc	280,0	cm
Copriferro	c	4,0	cm

RELAZIONE DI CALCOLO

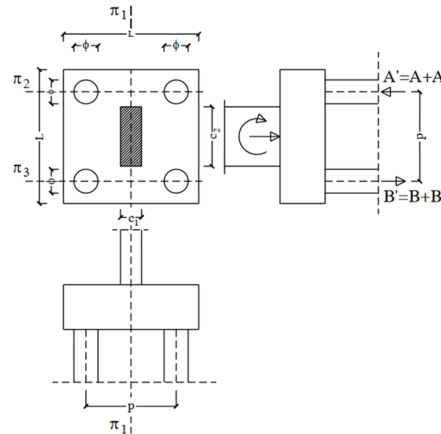
Mensola tozza

nx pali= 0
ny pali= 0

Rpx1= 618,12 kN
Rpx2= 0 kN
Rpx3= 0 kN
A'= 618,12 kN
Rpy1= 1769,52 kN
Rpy2= 0 kN
Rpy3= 0 kN
B'= 1769,52 kN

A'= 618,12 kN
B'= 1769,52 kN

$\Theta_{11} = \arct(h/e)$
 $\Theta_{12} = \arct(h/f)$
 $\Theta_{13} = \arct(h/l)$

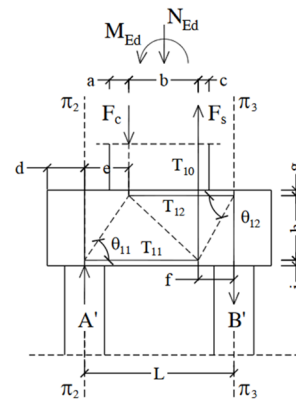


piano lungo x $A_c = 1600,0$ cm

$a = cp + \phi_{st} + \phi_l / 2 = 6,9$ cm
 $b = Ap - 2a = 916,2$ cm
 $T_{11} = A' / \tan \Theta_{11} = A' e / h = 603,12$ kN
 $e = (A_c - 2d - b) / 2 = f = 265,4$ cm
 $dx = 76,5$ cm
 $h = hc - 2c = 272$ cm
armatura inf. $\phi 26$
 $p = 20$ cm
 $n \text{ ferri} = A_c / p = 80$
 $A_x = 424,74$ cm²
 $Trd = A_s f_{yd} = 16620,39$ kN
 $T_{12} = B' / \tan \Theta_{12} = B' f / h = 1726,58$ kN
armatura sup. $\phi 26$
 $p = 20$ cm
 $n \text{ ferri} = A_c / p = 80$
 $A_x = 424,74$ cm²
 $Trd = A_s f_{yd} = 16620,39$ kN

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA SODDISFATTA

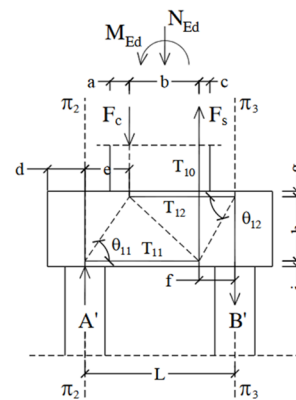


piano lungo y $B_c = 1000,0$ cm

$a = cp + \phi_{st} + \phi_l / 2 = 6,9$ cm
 $b = Bp - 2a = 161,2$ cm
 $T_{11} = B' / \tan \Theta_{11} = B' e / h = 1303,72$ kN
 $e = (B_c - 2d - b) / 2 = f = 200,4$ cm
 $dy = 219$ cm
 $h = hc - 2c = 272$ cm
armatura inf. $\phi 26$
 $p = 20$ cm
 $n \text{ ferri} = A_c / p = 50$
 $A_y = 265,46$ cm²
 $Trd = A_s f_{yd} = 10387,74$ kN
 $T_{12} = B' / \tan \Theta_{12} = B' f / h = 1303,72$ kN
armatura sup. $\phi 26$
 $p = 20$ cm
 $n \text{ ferri} = A_c / p = 50$
 $A_y = 265,46$ cm²
 $Trd = A_s f_{yd} = 10387,74$ kN

VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA SODDISFATTA

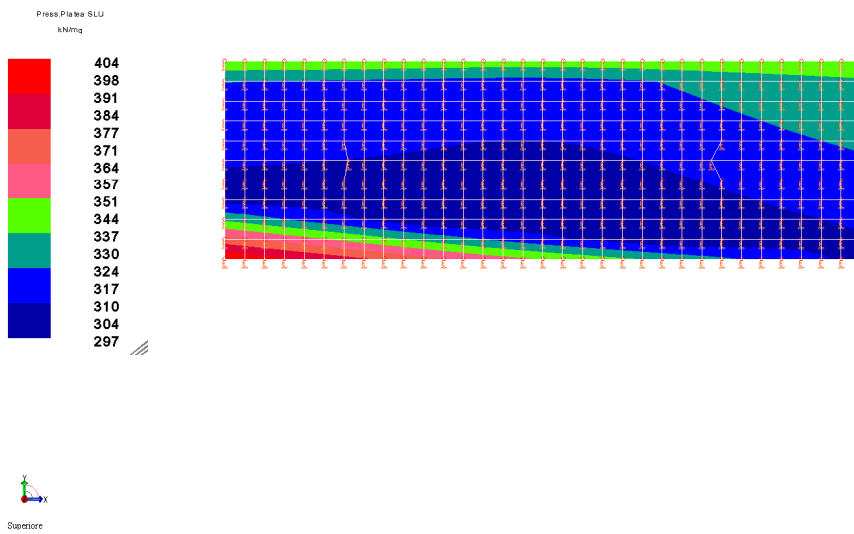


12.4.4.3 Interazione con il terreno

Il calcolo strutturale ha consentito di valutare l'intensità delle forze trasmesse dalla platea al terreno di fondazione.

I valori della pressione di contatto allo **SLV** sono rappresentati nella figura seguente.

Figura 12-129: Involuppo pressioni di contatto fra platea in c.a. e terreno (kPa)



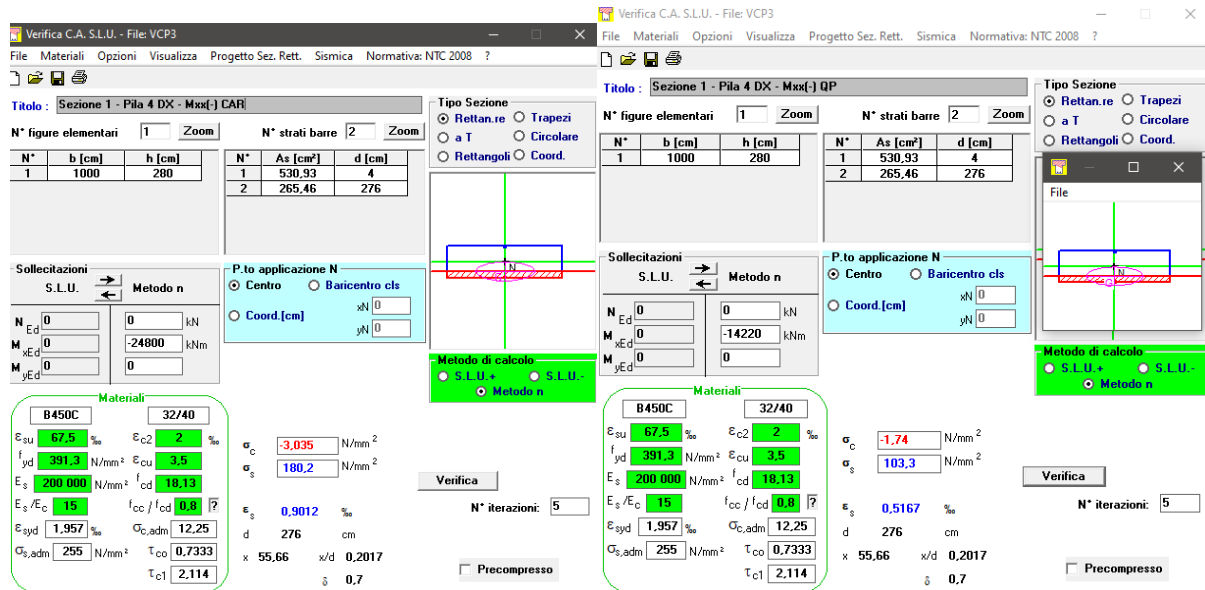
12.4.5 Verifiche SLE

12.4.5.1 Limitazione delle tensioni

Si riportano di seguito i valori delle tensioni dell'armatura e del calcestruzzo per la combinazione caratteristica e quasi permanente.

Momento agente Mxx negativo:

Si verifica la sezione in corrispondenza degli infittimenti di armatura superiore, dove ho il momento massimo negativo L=10m.



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c,max} = 3.05 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 1.74 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s,max} = 180.2 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

Momento agente Mxx positivo:

Si farà riferimento a due sezioni una (sezione 1) in cui è presente l'infittimento dell'armatura inferiore e su cui agisce il momento massimo positivo; l'altra (sezione 2) in cui è presente inferiormente solo l'armatura di base.

RELAZIONE DI CALCOLO

➤ **SEZIONE 1**

The image shows two side-by-side screenshots of a structural analysis software interface. Both windows are titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3'. The left window is for 'Sezione 1 - Pila 4 DX - Mxx(+)- CAR' and the right window is for 'Sezione 1 - Pila 4 DX - Mxx(+)- QP'. Both windows display a table of section properties, a diagram of the section, and a detailed material and stress verification table.

N°	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	1000	280	1	265,46	4
2			2	530,93	276

Materiali		32/40	
ϵ_{cu}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

Materiali		32/40	
ϵ_{cu}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

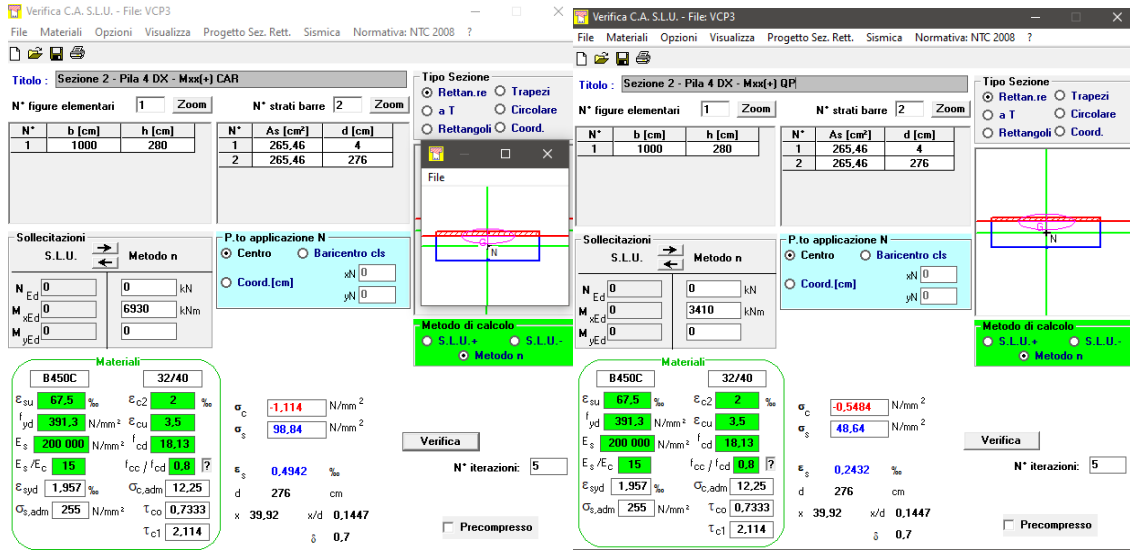
$$\sigma_{c,max} = 1.36 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 0.56 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s,max} = 80.6 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

➤ **SEZIONE 2:**



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c\max} = 1.11 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c\max} = 0.55 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

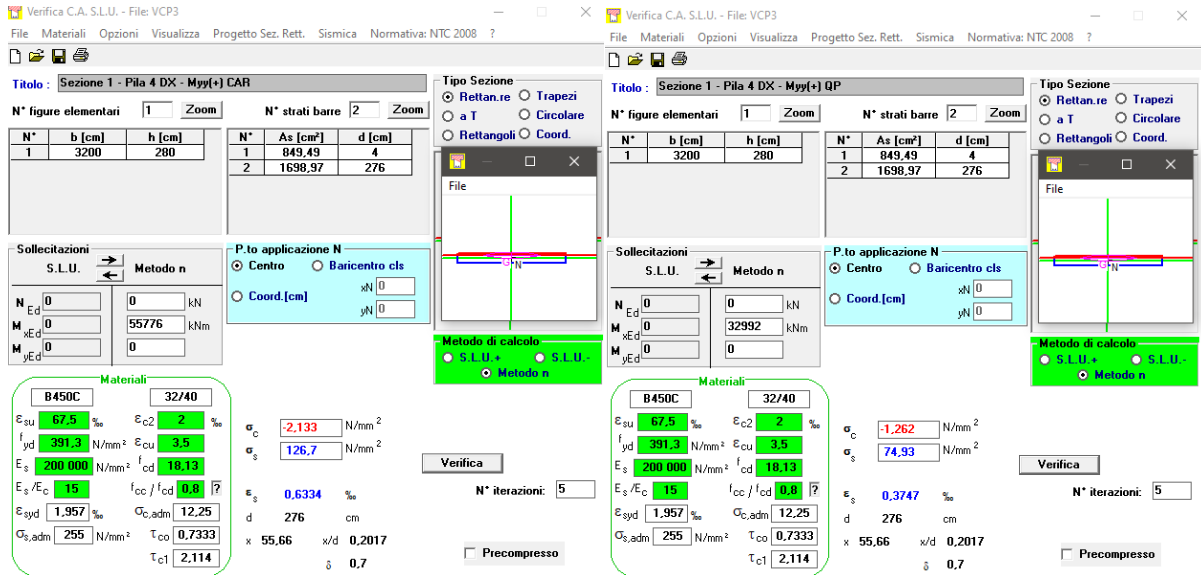
La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s\max} = 98.84 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

Momento agente Myy positivo:

Si farà riferimento a due sezioni una (sezione 1) in cui è presente l'infittimento dell'armatura inferiore e su cui agisce il momento massimo positivo; l'altra (sezione 2) in cui è presente inferiormente solo l'armatura di base.

➤ **SEZIONE 1:**



The screenshot shows two windows of a structural analysis software. The left window is titled 'Sezione 1 - Pila 4 DX - Myy(+) CAR' and the right window is 'Sezione 1 - Pila 4 DX - Myy(+) QP'. Both windows display a table of section properties, material properties for B450C steel and C32/40 concrete, and calculation results. The results include stress values (σ_c, σ_s), strain values (ε_s), and other parameters like d, x, and δ. The software interface also shows various input fields and buttons for verification and iteration control.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

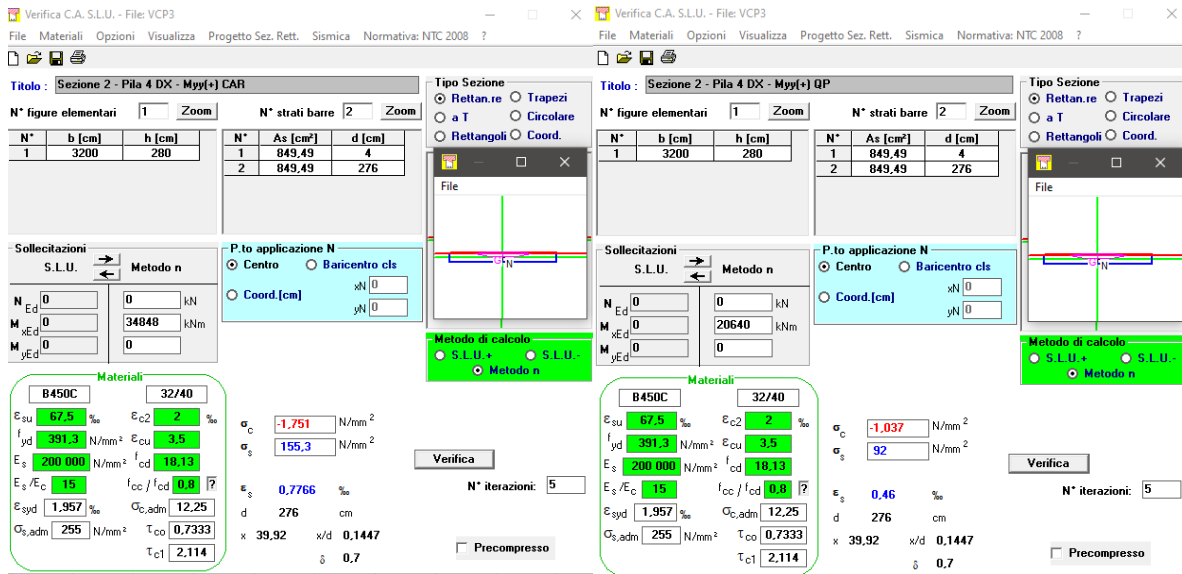
$$\sigma_{c\max} = 2.13 \text{ MPa} \leq 0.6f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c\max} = 1.26 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

$$\sigma_{s\max} = 126.7 \text{ MPa} \leq 0.8f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

➤ **SEZIONE 2:**



Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio risultano inferiori ai valori limiti prescritti nelle NTC2008 Cap. 4.1.2.2.5.1.

In particolare per il calcestruzzo si ha:

$$\sigma_{c,max} = 1.75 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 1.84 \text{ MPa} \leq 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa (comb. quasi permanente)}$$

La tensione massima nell'acciaio si ha per la combinazione caratteristica:

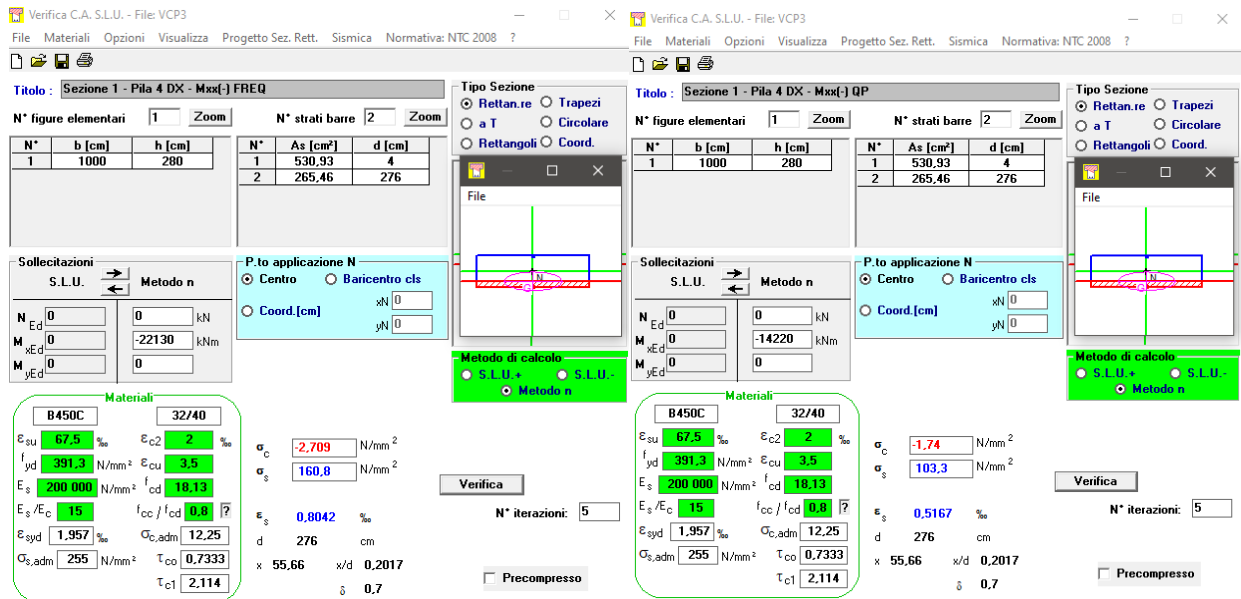
$$\sigma_{s,max} = 155.3 \text{ MPa} \leq 0.8 f_{yk} = 562 \text{ MPa}$$

12.4.5.2 Limitazione dell'apertura di fessura

Per le combinazioni frequente e quasi permanente, i valori delle tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio per la verifica a fessurazione sono riportati nelle immagini di seguito:

Momento agente M_{xx} negativo:

Si verifica la sezione in corrispondenza degli infittimenti di armatura superiore, dove ho il momento massimo negativo $L=10m$.



Material	ϵ_{su} (%)	ϵ_{c2} (%)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)
B450C	67.5	2	-2,709	160.8
32/40	391.3	3.5	-1.74	103.3

Property	Value
E_s/E_c	15
f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd} (%)	1.957
$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255
τ_{co}	0.7333
τ_{c1}	2.114

Property	Value
ϵ_s	0.8042
d	276
x	55.66
x/d	0.2017
δ	0.7

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FRE</u>		
M_{es}	22130 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	160,8 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 1,91	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	160,8 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,06 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,085 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	14220 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	103,3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 2,97	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	103,3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,047 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Mxx positivo:

➤ **SEZIONE 1**

Materiali

Proprietà	B450C	32/40
E_{su}	67,5 %	2 %
f_{yd}	391,3 N/mm ²	3,5
E_s	200 000 N/mm ²	18,13
E_s/E_c	15	0,8
E_{syd}	1,957 %	12,25
$C_{s,adm}$	255 N/mm ²	0,7333
τ_{c1}	2,114	

Stato FREQU

Parametro	Valore
σ_c	-1,197 N/mm ²
σ_s	71,08 N/mm ²
ϵ_s	0,3554 %
d	276 cm
x	55,66 x/d 0,2017
δ	0,7

Stato QP

Parametro	Valore
σ_c	-0,5569 N/mm ²
σ_s	33,07 N/mm ²
ϵ_s	0,1653 %
d	276 cm
x	55,66 x/d 0,2017
δ	0,7

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FRE</u>		
M_{es}	9780 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	71,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 4,32	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	71,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,028 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	4550 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	33,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	53093 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	897265634 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	40097265634 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	587574639867 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18300155415782 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18887730055649 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28325096 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 42279,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 9,29	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	33,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	100	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	53093 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,01 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
W_d	0,013 mm	Valore di calcolo apertura fessure

➤ **SEZIONE 2:**

The image shows two side-by-side screenshots of the VCP3 software interface. Both windows display the same structural model and material properties, but with different load and stress results.

Left Window (FREQ):
 - Titolo: Sezione 2 - Pila 4 DX - Mxx(+) FREQ
 - Sollecitazioni S.L.U.: N = 0, M_{Ed} = 0, M_{yEd} = 0
 - Metodo n: 7340 kNm
 - P.to applicazione N: Centro
 - Metodo di calcolo: Metodo n
 - Materiali: B450C (E_{su} = 67.5%, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200 000 N/mm², E_s/E_c = 15, ε_{syd} = 1.957‰, σ_{s,adm} = 255 N/mm², τ_{c1} = 2.114), C32/40 (E_{c2} = 2%, E_{cu} = 3.5, f_{cd} = 18.13, σ_c = -1.18 N/mm², σ_s = 104.7 N/mm², ε_s = 0.5235‰, d = 276 cm, x/d = 0.1447, δ = 0.7)
 - Verifica: N° iterazioni: 5

Right Window (QP):
 - Titolo: Sezione 2 - Pila 4 DX - Mxx(+) QP
 - Sollecitazioni S.L.U.: N = 0, M_{Ed} = 0, M_{yEd} = 0
 - Metodo n: 3410 kNm
 - P.to applicazione N: Centro
 - Metodo di calcolo: Metodo n
 - Materiali: B450C (E_{su} = 67.5%, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200 000 N/mm², E_s/E_c = 15, ε_{syd} = 1.957‰, σ_{s,adm} = 255 N/mm², τ_{c1} = 2.114), C32/40 (E_{c2} = 2%, E_{cu} = 3.5, f_{cd} = 18.13, σ_c = -0.5484 N/mm², σ_s = 48.64 N/mm², ε_s = 0.2432‰, d = 276 cm, x/d = 0.1447, δ = 0.7)
 - Verifica: N° iterazioni: 5

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica momento di prima fessurazione - FRE		
M_{es}	7340 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	104,7 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 5,64	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	104,7 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,066 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	3410 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	48,6 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	26546 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	448632817 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	39200000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	39648632817 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	297188460446 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	18295058598553 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	18592247058998 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	28162548 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 41386,5 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 12,14	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	48,6 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	50	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	10000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	1000000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	26546 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,01 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
W_d	0,031 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Momento agente Myy positivo:

➤ **SEZIONE 1:**

The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for structural analysis. Both windows are titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3'. The left window is for 'Sezione 1 - Pila 4 DX - Myy(+*) FREQ' and the right is for 'Sezione 1 - Pila 4 DX - Myy(+*) QP'. Both show a table of section properties (N, b, h, As, d) and a table of material properties (E, f, G, etc.). The left window shows a stress result of -1.87 N/mm², while the right shows -1.262 N/mm². Both windows include a 'Verifica' button and a 'Precompresso' checkbox.

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica momento di prima fessurazione - FRE		
M_{es}	48896 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	111,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	169897 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	2871250028 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	128311250028 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	1880238847574 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58560497330501 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	60440736178076 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90640308 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 135295,8 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 2,77	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	111,1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trav}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	169897 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,052 mm	Valore di calcolo apertura fessure

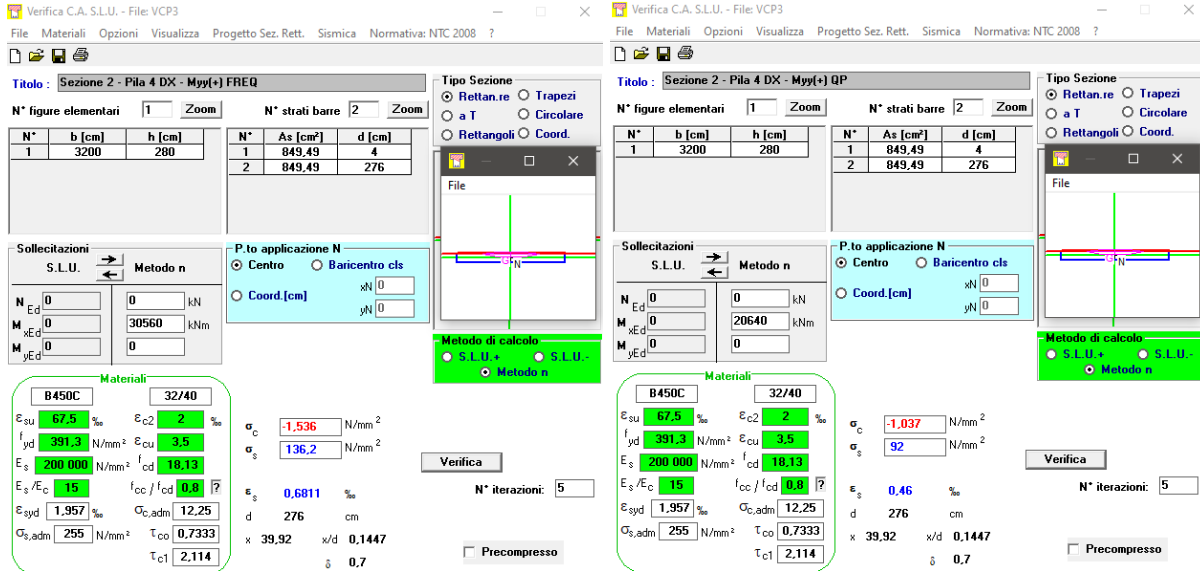
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	32992 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	74,9 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	556,6 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	169897 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	2871250028 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	128311250028 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1416 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	1880238847574 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58560497330501 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	60440736178076 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90640308 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 135295,8 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 4,10	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	74,9 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	557 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	320	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	169897 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5,31 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	134,3 mm	Distanza massima tra le fessure
W_d	0,029 mm	Valore di calcolo apertura fessure

➤ **SEZIONE 2:**



The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for structural analysis. Both windows are titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: VCP3'. The left window is for 'Sezione 2 - Pila 4 DX - Myy(+) FREQ' and the right is for 'Sezione 2 - Pila 4 DX - Myy(+) QP'. Both show a table of 'N° strati barre' (number of reinforcement layers) with columns for N°, As [cm²], and d [cm]. Below the tables are input fields for 'Sollecitazioni' (loads) and 'P.to applicazione N' (point of application of load). At the bottom, there are material properties for B450C and C32/40, including E_{su} , f_{yd} , E_s , E_s/E_c , ϵ_{syd} , $\sigma_{s,adm}$, σ_c , σ_s , ϵ_s , d , x , x/d , τ_{c0} , and τ_{c1} . A 'Verifica' button and 'N° iterazioni' field are also present.

Di seguito si riportano le tabelle sintetiche di verifica a fessurazione con il calcolo del momento di prima fessurazione e dell'ampiezza di apertura di fessura per le combinazioni SLE frequente e quasi permanente. Le verifiche sono state condotte in conformità a quanto prescritto nell'EN 1992-1-1 cap.7.3.4.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - FRE</u>		
M_{es}	30560 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	136,2 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 4,33	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -FRE</u>		
σ_s	136,2 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,086 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica momento di prima fessurazione - QP</u>		
M_{es}	20640 kNm	Momento flettente massimo in condizioni di esercizio
σ_s	92,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	399,2 mm	Altezza asse neutro
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
<hr/>		
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media a compressione del cls
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza media a trazione del cls
$f_{ctm,fl}$	3,7 N/mm ²	Resistenza media a flessione del cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
A_{s_long}	84949 mm ²	Area armatura longitudinale tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
S_s	1435625014 mmc	Momento statico dell'armatura rispetto al bordo compresso
S_c	125440000000 mmc	Momento statico del cls rispetto al bordo compresso
S_{tot}	126875625014 mmc	Momento statico totale rispetto al bordo compresso
x_n	1408 mm	Altezza Area efficace di calcestruzzo teso
I_s	951003073426 mm ⁴	Momento d'inerzia armatura rispetto all'asse neutro
I_c	58544187515369 mm ⁴	Momento d'inerzia del cls rispetto all'asse neutro
I_{tot}	59495190588794 mm ⁴	Momento d'inerzia totale rispetto all'asse neutro
A_{tot}	90120154 mm ²	Area totale della sezione omogeneizzata al cls
M_{cr}	✓ 132436,9 kNm	Momento di prima fessurazione
β	✓ 6,42	Rapporto tra sollecitazioni effettive e di fessurazione

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure -QP</u>		
σ_s	92,0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
X_n	399 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	160	Numero ferri longitudinali
c	40 mm	Copriferro
b	32000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	2760 mm	Altezza utile della sezione
δ	15 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	3200000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	84949 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	2,65 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	217,5 mm	Distanza massima tra le fessure
W_d	0,058 mm	Valore di calcolo apertura fessure

13 VERIFICA DELLE SPALLE

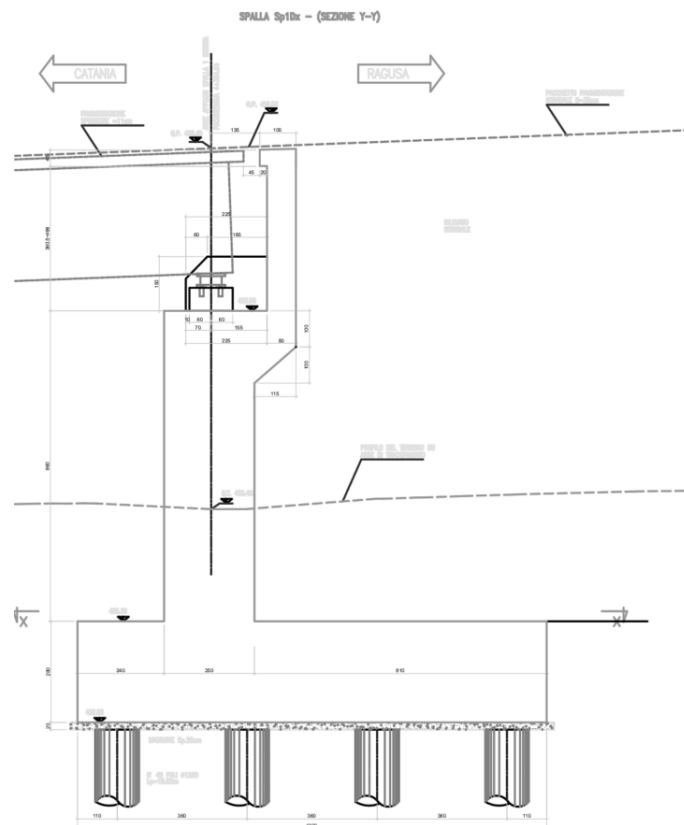
La verifica geotecnica e strutturale delle spalle è stata condotta su entrambe le opere del viadotto.

13.1 SPALLA SP1

Le verifiche della spalla Sp1, unica sia per la carreggiata destra sia per quella sinistra.

Nel seguito si descrive e si riportano i risultati dei calcoli della spalla Sp1.

Figura 13.1: Sezione longitudinale spalla Sp1 Dx

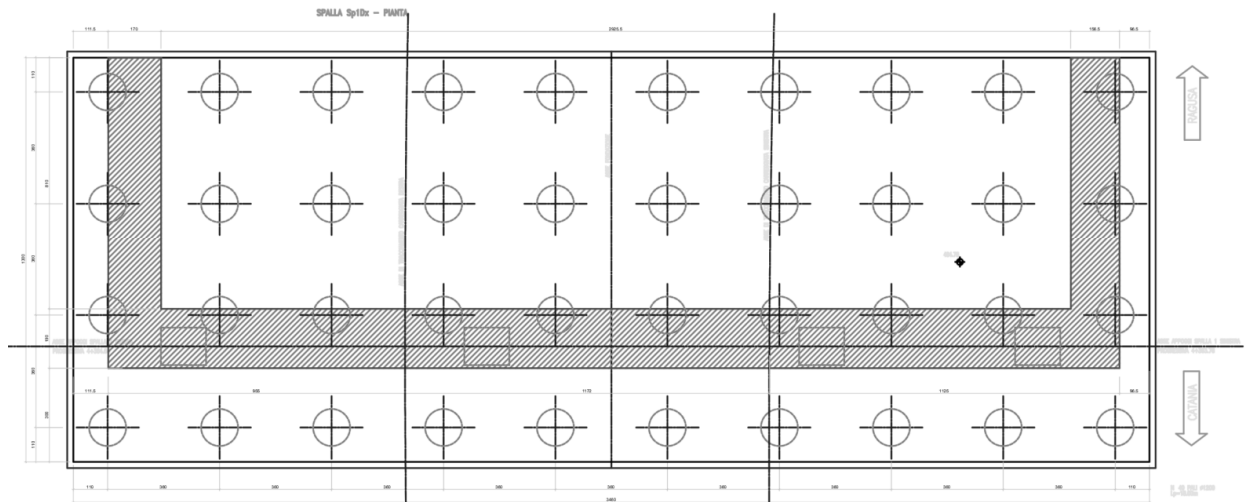


13.1.1 Verifica geotecnica della spalla

Il calcolo della palificata di pali di fondazione della spalla viene condotto considerando applicati nel baricentro della platea di fondazione le azioni dovute alle spinte sulla spalla, ai relativi pesi propri, permanenti, accidentali e ai carichi trasmessi dall'impalcato.

Figura 13.2: Pianta fondazioni spalla Sp1 DX

RELAZIONE DI CALCOLO



I carichi trasmessi dall'impalcato SP1 Sx rappresentano gli scarichi sui due appoggi di sinistra mentre i carichi SP1 Dx rappresentano gli scarichi sui due appoggi di destra.

Tali carichi sono stati sommati, trasformati in carichi a metro lineare e applicati sulla spalla come carichi concentrati.

Nella tabella seguente si riportano i valori degli scarichi utilizzati nelle analisi

Figura 13.3 – Valori degli scarichi utilizzati nelle analisi

RELAZIONE DI CALCOLO

VALLONE DELLE COSTE SP1 - SLU					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
01 SLU G1 Max Carico	F1	3998.912	4841.557	17680.94	546.21
	F3	98.86	113.372	424.46	13.11
	M2	7.6955	90.8008	196.99	6.09
VALLONE DELLE COSTE SP1 - SLE_RARA					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
09 SLE G1 Max car	F1	2891.81	3531.025	12845.67	396.84
	F3	79.262	90.365	339.25	10.48
	M2	6.3541	74.7278	162.16	5.01
VALLONE DELLE COSTE SP1 - SLE_FREQ					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
15 SLE G1 Max carico (Freq)	F1	2309.753	2961.215	10541.94	325.67
	F3	76.409	87.244	327.31	10.11
	M2	6.0409	69.4919	151.07	4.67
VALLONE DELLE COSTE SP1 - SLE_Q.P.					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
19 SLE Quasi Perm	F1	979.952	1056.011	4071.93	125.79
	F3	44.303	49.398	187.40	5.79
	M2	4.9942	56.0981	122.18	3.77
VALLONE DELLE COSTE SP1 - SLV					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
29 SLV - 1+0,3	F1	1214.924	1356.603	5143.05	158.88
	F3	614.799	643.435	2516.47	77.74
	M2	33.4588	382.8813	832.68	25.72

Di seguito si riportano i risultati principali per ogni combinazione di carico considerata.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	1403.0354	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	1317.5354	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	482.2953	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 8.10	[m]	Y = -9.91	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.11	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54.71	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2363.8230	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 4.05	[m]	Y = -6.63	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	13.11	[kN]		
Componente dir. Y	546.21	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1330.6454	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	5097.4867	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	5097.4867	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1330.6454	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.63	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	13.00	[m]		
Risultante in fondazione	5268.3003	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.63	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3209.5243	[kNm]		

Combinazione n° 2

- Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
- W peso della striscia espresso in [kN]
 - α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo anticorario)
 - ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 - c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 - b larghezza della striscia espressa in [m]
 - ω pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -7.22 Y[m]= 8.66

Raggio del cerchio R[m]= 29.08

Ascissa a valle del cerchio X_v [m]= -26.34

Ascissa a monte del cerchio X_s [m]= 20.55

Larghezza della striscia dx [m]= 1.88

Coefficiente di sicurezza C= 2.78

Le strisce sono numerate da monte verso valle

$$\Sigma W = 10339.5770 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W \sin \alpha = 3102.9086 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W \tan \phi = 4238.5799 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha \tan \phi = 3.61$$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	951.0419	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	892.5614	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	328.3518	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 8.10	[m]	Y = -9.83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.20	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.02	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2201.8230	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 4.05	[m]	Y = -6.63	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	5.79	[kN]		
Componente dir. Y	125.79	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	898.3514	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	4361.1232	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	4361.1232	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	898.3514	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.18	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	13.00	[m]		
Risultante in fondazione	4452.6880	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.64	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	779.8568	[kNm]		

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	951.0419	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	892.5614	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	328.3518	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 8.10	[m]	Y = -9.83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.20	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.02	[°]		

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2201.8230	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 4.05	[m]	Y = -6.63	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	10.11	[kN]		
Componente dir. Y	325.67	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	902.6714	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	4561.0032	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	4561.0032	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	902.6714	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.31	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	13.00	[m]		
Risultante in fondazione	4649.4694	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.19	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1400.2244	[kNm]		

RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	951.0419	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	892.5614	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	328.3518	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 8.10	[m]	Y = -9.83	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.20	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.02	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	2201.8230	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 4.05	[m]	Y = -6.63	[m]
<u>Risultanti carichi esterni</u>				
Componente dir. X	10.48	[kN]		
Componente dir. Y	396.84	[kN]		
<u>Risultanti</u>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	903.0414	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	4632.1732	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	4632.1732	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	903.0414	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.35	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	13.00	[m]		
Risultante in fondazione	4719.3762	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.03	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1607.6650	[kNm]		

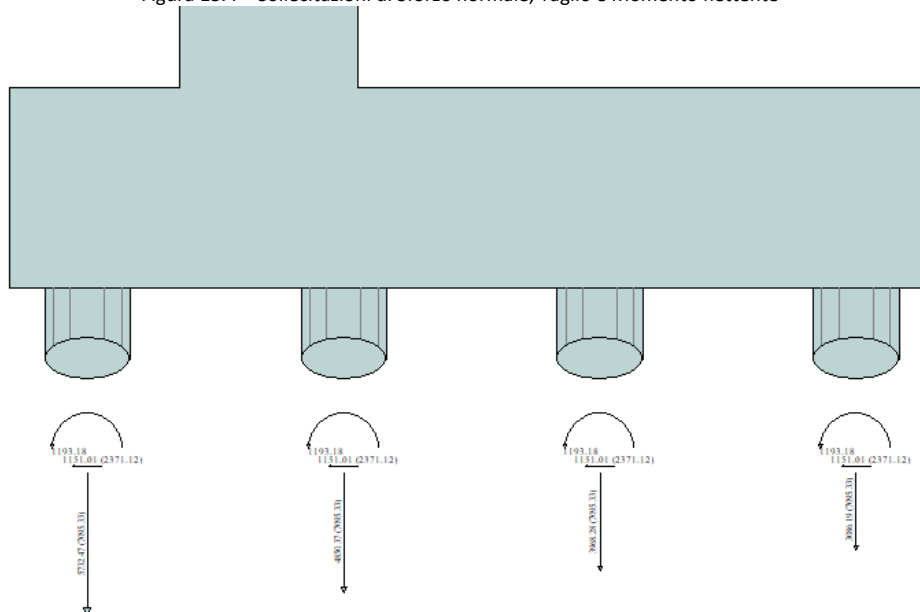
Carico limite verticale

Le verifiche della spalla sono state condotte in tutte le combinazioni previste e quella più gravosa è risultata la combinazione n°1 con azione massima di compressione pari a $Q_{Ed} = 5732.5\text{kN}$.

Il palo in progetto di lunghezza pari a 30 m ha una capacità portante pari a $Q_{Rd} = 7095.3\text{ kN}$, superiore all'azione agente, per cui la verifica a capacità portante risulta soddisfatta.

In allegato si riportano i dettagli di calcolo geotecnici e strutturali della palificata di pali di fondazione di entrambe le spalle.

Figura 13.4 – Sollecitazioni di Sforzo normale, Taglio e Momento flettente



Carico limite orizzontale

Le verifiche di capacità portante orizzontale dei pali di fondazione sono state condotte utilizzando il codice di calcolo MAX versione 10.10g della AZTEC informatica. In particolare, il codice di calcolo schematizza il terreno come un mezzo alla Winkler, ossia un letto di molle elastiche indipendenti fra loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K, che rappresenta la pressione che bisogna applicare per ottenere un abbassamento unitario.

Il palo è discretizzato in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha più un incremento di resistenza.

Il problema così formulato è non lineare e può essere risolto tramite l'utilizzo di una procedura iterativa.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare, risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno.

Nel caso specifico, la pressione limite è calcolata utilizzando la teoria di Brinch Hansen.

Pertanto, il soddisfacimento delle verifiche strutturali a presso-flessione dei pali implica anche il superamento della verifica a carico limite orizzontale.

13.1.2 Verifiche strutturali della spalla

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sulla spalla.

Le verifiche allo SLU sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti la spalla:

- muro frontale;
- paraghiaia;
- muro di risvolto;
- platea di fondazione
- palo di fondazione.

Le verifiche strutturali dei singoli elementi costituenti la spalla, sono state condotte mediante un modello piano, facendo riferimento alla maggiore sezione della spalla e riconducendo i carichi agenti sull'opera per metro lineare di struttura.

13.1.2.1 Muro frontale

Il muro frontale viene calcolato per unità di lunghezza, dividendo per la lunghezza dello stesso, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni trasmesse dall'impalcato ad intradosso travi (Tabella 6.4).

Il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie. Le azioni scaricate dall'impalcato, vengono ottenute mediante le combinazioni descritte in precedenza, riconducendo le azioni elementari a metro lineare di opera.

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2.

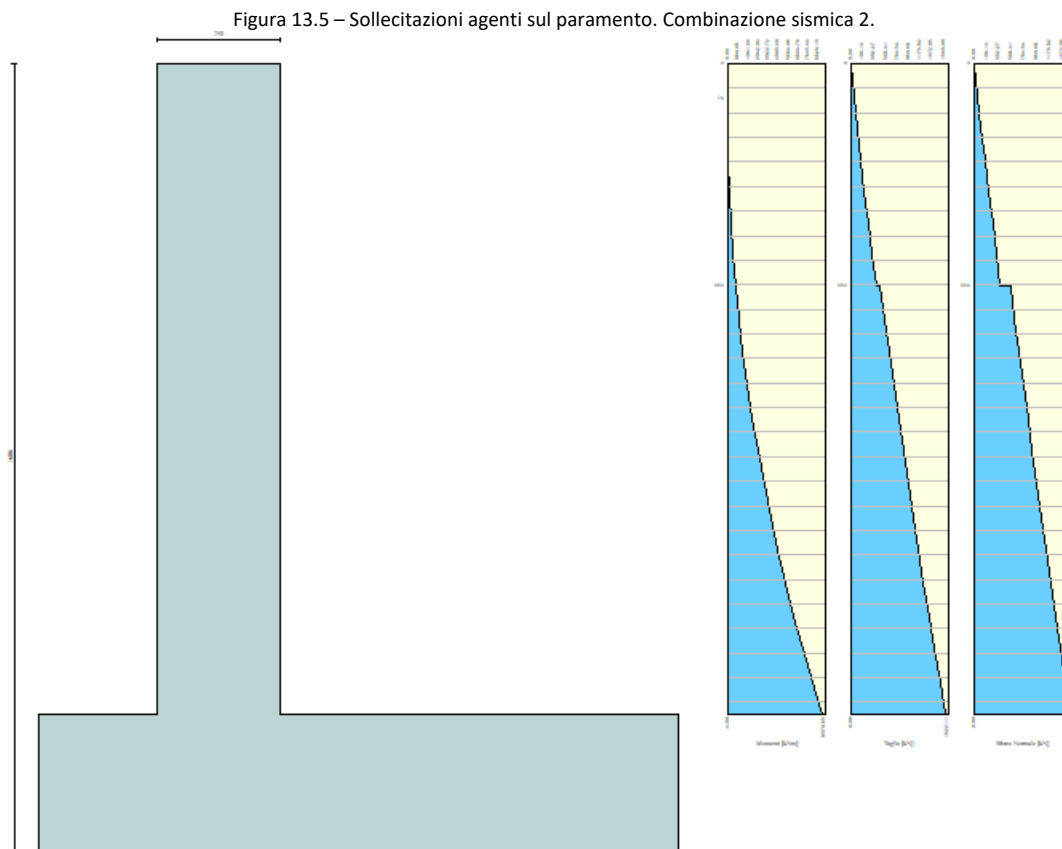
In allegato si riportano i dettagli di calcolo del muro frontale.

Il muro viene suddiviso in 22 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo allo SLE.

Verifica SLU a pressoflessione nel muro

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2 con sisma verticale negativo.

Di seguito si riportano le sollecitazioni sul paramento.



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.6 – Sollecitazioni sul paramento verticale. Combinazione 2.

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.65	58.1521	-4.8985	56.6016
3	1.29	117.1390	26.4150	115.1386
4	1.94	176.9578	95.1949	175.6042
5	2.59	237.6078	202.6893	237.9966
6	3.24	299.0888	350.1449	302.3157
7	3.88	361.4010	538.8088	368.5614
8	4.53	424.5442	769.9277	436.7339
9	4.53	583.4242	795.6477	514.4739
10	5.20	649.8265	1133.9052	587.2533
11	5.87	717.1238	1520.6148	662.1075
12	6.54	785.3159	1957.1699	739.0363
13	7.22	854.4030	2444.9636	818.0399
14	7.89	924.3851	2985.3891	899.1182
15	8.56	995.2621	3579.8398	982.2712
16	9.23	1067.0340	4229.7089	1067.4989
17	9.90	1139.7009	4936.3895	1154.8013
18	10.57	1213.2627	5701.2751	1244.1784
19	11.25	1287.7195	6525.7588	1335.6303
20	11.92	1363.0712	7411.2338	1429.1568
21	12.59	1439.3179	8359.0935	1524.7581
22	13.26	1516.3199	9370.8483	1622.1105

L'armatura è formata da due ordini di armatura per il paramento di monte e un ordine per il paramento di valle, ed il quantitativo è costante per tutto lo sviluppo trasversale.

Le armature sono riportate in tabella.

Tabella 13.1 – Armature del paramento.

Armatura paramento	
Armatura verticale interna	2 ϕ 26/10
Armatura verticale esterna	ϕ 26/10
Ripartizione interna	ϕ 24/20
Ripartizione esterna	ϕ 24/20
Armatura a taglio	ϕ 20/60

Figura 13.7 – Dominio di resistenza.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: paramento pressoflessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	53.09	7.5
			2	106.19	242.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 32.53 ‰
d 242.5 cm
x 23.56 x/d 0.09715
 δ 0.7

Verifica SLU a taglio

Figura 13.8 – Verifica a taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe classe identificativa del calcestruzzo			
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_e	1.5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0.85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18.81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3.10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk, 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk, 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4.03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk, 0.05} / \gamma_c$	1.45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2.60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4.83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19.92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14.94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1.15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	7.5	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 1622.1$ kN			
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2500	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2425	mm
n° ferri zona tesa		20	
diametro ferri zona tesa		26	mm
Armatura totale longitudinale	A_l	10613.2	mm ²
	k	1.287	
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0.004	< 0.02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	1516.3	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0.60652	Mpa < $0.2 \times f_{cd} = 3.7627$ Mpa
Resistenza unitaria a taglio	v_{min}	0.295	
Taglio resistente	V_{Rd}	1125.4	kN

Esito della verifica Non soddisfatta, occorre armatura specifica a taglio

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 1622.1$ kN			
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2500	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2425	mm
Diametro delle staffe	d_w	20	mm
Numero di braccia	n_w	2	
Area totale staffe	A_{sw}	521.24	mm ²
Passo delle staffe	s	600	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg 1
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg $\cot(\theta) = 2.50$ 2
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1.03224	2.5
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rd,t}$	1854.8	kN $V_{Rd,t} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rd,c}$	7307.6	kN $V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
Resistenza a taglio della sezione	V_{Rd}	1854.8	kN $V_{Rd} = \min(V_{Rd,t}, V_{Rd,c})$
Esito della verifica	soddisfatta		

Verifica SLE per tensioni

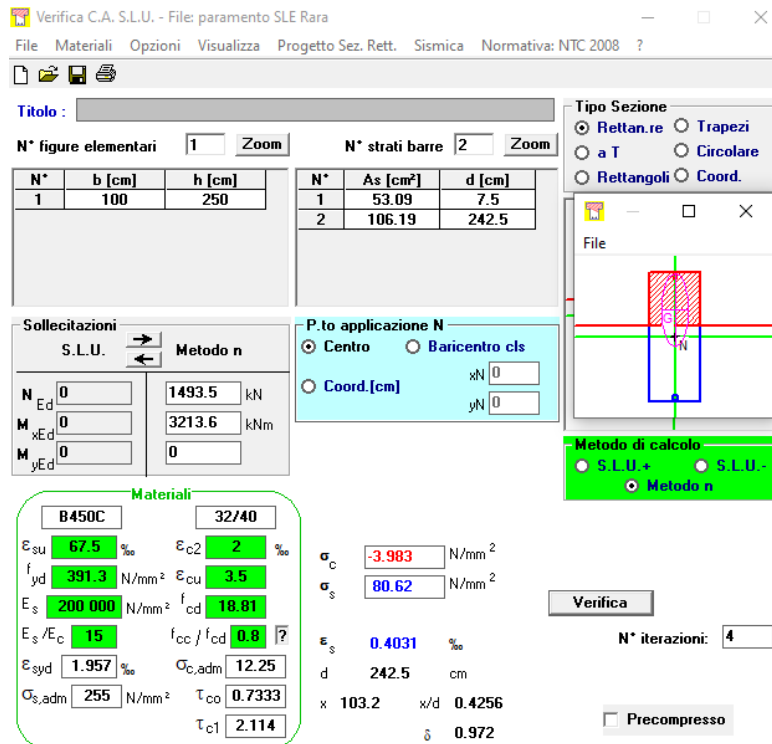
Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

Combinazione n° 5

L'ordinata y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.65	45.4227	-2.9828	13.3477
3	1.29	91.6822	2.2542	28.6354
4	1.94	138.7740	16.9690	45.8528
5	2.59	186.6970	42.4104	64.9968
6	3.24	235.4511	79.8253	86.0676
7	3.88	285.0362	130.4606	109.0651
8	4.53	335.4525	195.5630	133.9892
9	4.53	732.2925	200.5730	144.4692
10	5.20	785.4880	291.7978	172.3700
11	5.87	839.5785	401.3369	202.3455
12	6.54	894.5639	530.5837	234.3958
13	7.22	950.4443	680.9314	268.5207
14	7.89	1007.2196	853.7732	304.7203
15	8.56	1064.8898	1050.5025	342.9947
16	9.23	1123.4550	1272.5123	383.3437
17	9.90	1182.9151	1521.1961	425.7675
18	10.57	1243.2702	1797.9470	470.2660
19	11.25	1304.5202	2104.1583	516.8392
20	11.92	1366.6651	2441.2232	565.4871
21	12.59	1429.7050	2810.5350	616.2097
22	13.26	1493.5003	3213.6042	668.6835

Figura 13.9 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: paramento SLE Rara

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	250	1	53.09	7.5
			2	106.19	242.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 1493.5 kN
M_{xEd} 0 3213.6 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

Proprietà	B450C	32/40
ε _{su}	67.5 ‰	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	3.5
E _s	200 000 N/mm²	18.81
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm} 12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co} 0.7333
		τ _{c1} 2.114

σ_c -3.983 N/mm²
σ_s 80.62 N/mm²
ε_s 0.4031 ‰
d 242.5 cm
x 103.2 x/d 0.4256
δ 0.972

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_{c,min} = -3.98 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 80.62 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

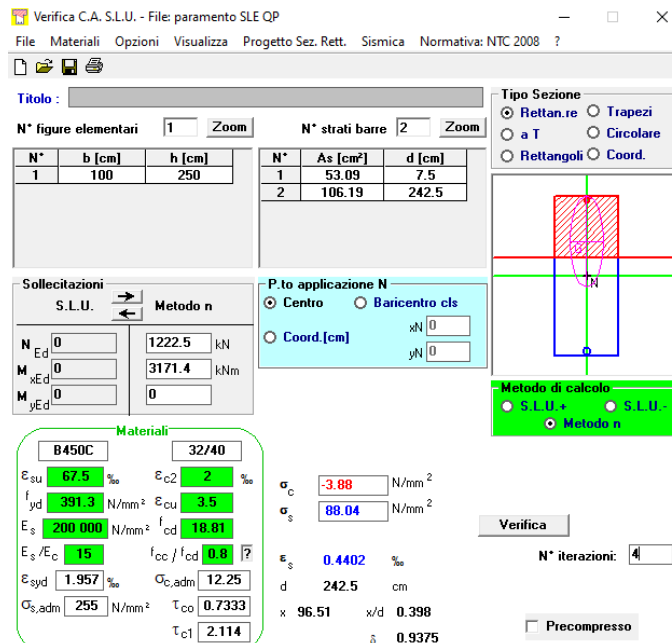
Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

Combinazione n° 3

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.65	45.4227	-2.9828	13.3477
3	1.29	91.6822	2.2542	28.6354
4	1.94	138.7740	16.9690	45.8528
5	2.59	186.6970	42.4104	64.9968
6	3.24	235.4511	79.8253	86.0676
7	3.88	285.0362	130.4606	109.0651
8	4.53	335.4525	195.5630	133.9892
9	4.53	461.2425	199.3330	139.7792
10	5.20	514.4380	287.4083	167.6800
11	5.87	568.5285	393.7979	197.6555
12	6.54	623.5139	519.8952	229.7058
13	7.22	679.3943	667.0934	263.8307
14	7.89	736.1696	836.7857	300.0303
15	8.56	793.8398	1030.3654	338.3047
16	9.23	852.4050	1249.2257	378.6537
17	9.90	911.8651	1494.7600	421.0775
18	10.57	972.2202	1768.3614	465.5760
19	11.25	1033.4702	2071.4231	512.1492
20	11.92	1095.6151	2405.3385	560.7971
21	12.59	1158.6550	2771.5008	611.5197
22	13.26	1222.4503	3171.4205	663.9935

Figura 13.10 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: paramento SLE QP

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	53.09	7.5
			2	106.19	242.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 1222.5 kN
M_{xEd}: 0 3171.4 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Materiali: B450C 32/40

Proprietà	B450C	32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5
E_s	200 000 N/mm²	18.81
E_s/E_c	15	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.7333
τ_{co}		2.114

σ_c : -3.88 N/mm²
 σ_s : 88.04 N/mm²
 ϵ_s : 0.4402 ‰
d: 242.5 cm
x: 96.51 x/d: 0.398
 δ : 0.9375

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_{c,min} = -3.88 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.11 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	88.0 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	965 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	20 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2500 mm	Altezza sezione
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2425 mm	Altezza utile della sezione
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	10619 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5.66 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	220.8 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.063 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Con riferimento alla combinazione frequente, si riportano le sollecitazioni sul muro.

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.12 – Sollecitazioni per la combinazione frequente.

Combinazione n° 4

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.65	45.4227	-2.9828	13.3477
3	1.29	91.6822	2.2542	28.6354
4	1.94	138.7740	16.9690	45.8528
5	2.59	186.6970	42.4104	64.9968
6	3.24	235.4511	79.8253	86.0676
7	3.88	285.0362	130.4606	109.0651
8	4.53	335.4525	195.5630	133.9892
9	4.53	661.1225	200.2330	144.0992
10	5.20	714.3180	291.2093	172.0000
11	5.87	768.4085	400.5000	201.9755
12	6.54	823.3939	529.4983	234.0258
13	7.22	879.2743	679.5975	268.1507
14	7.89	936.0496	852.1909	304.3503
15	8.56	993.7198	1048.6717	342.6247
16	9.23	1052.2850	1270.4331	382.9737
17	9.90	1111.7451	1518.8683	425.3975
18	10.57	1172.1002	1795.3708	469.8960
19	11.25	1233.3502	2101.3336	516.4692
20	11.92	1295.4951	2438.1500	565.1171
21	12.59	1358.5350	2807.2134	615.8397
22	13.26	1422.3303	3210.0341	668.3135

Figura 13.13 - Verifica a fessurazione. Combinazione frequente.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several configuration panels. The 'Titolo' field is empty. The 'N° figure elementari' is set to 1, and 'N° strati barre' is set to 2. Two tables define the reinforcement: one for width (b) and height (h), and another for area (As) and diameter (d). The 'Sollecitazioni' panel shows input values for normal force (N_{Ed} = 1422.3 kN), moment (M_{xEd} = 3210 kNm), and shear (M_{yEd} = 0). The 'P.to applicazione N' panel is set to 'Centro'. The 'Materiali' panel shows properties for concrete (B450C) and steel (32/40). The 'Metodo di calcolo' is set to 'Metodo n'. The 'Verifica' panel shows calculated stress values (σ_c = -3.965 N/mm², σ_s = 82.83 N/mm²) and other parameters like ε_s = 0.4141‰, d = 242.5 cm, x/d = 0.418, and δ = 0.9624. The number of iterations is set to 4.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	82.8 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	1014 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	20 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2500 mm	Altezza sezione
k_t	0.6	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2425 mm	Altezza utile della sezione
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	10619 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5.66 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	220.8 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.053 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

In allegato si riportano i dettagli di calcolo del muro frontale.

13.1.2.2 Paraghiaia

Il paraghiaia viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti il sovraccarico stradale a monte, l'azione di frenamento, la spinta del terreno, il peso della parete, le spinte sismiche e le forze di inerzia, per ciascuna combinazione di carico prevista.

In particolare per quanto concerne l'azione di frenamento sulla spalla si definisce un carico su asse di 300 kN; l'azione di frenamento si pone pari al 60% dell'azione verticale risultante per metro lineare.

13.1.2.2.1 Sollecitazioni sul paraghiaia

Vengono in seguito descritti i carichi agenti sul paraghiaia:

Peso paraghiaia			
	Altezza	5,11 m	
	Spessore	0,8 m	
	Lunghezza	32,5 m	
	Peso	102,2 kN/m	
	xg par.	0 m	
Spinta del terreno			
	Altezza	5,11 m	
	Peso per unità di volume	20,5 kN/m ³	
	Angolo di attrito	35 °	
	Coeff. Spinta a riposo	0,426	
	Spinta	114,13 kN/m	
	zg spinta del terreno	1,70 m	
Spinta sovraccarico			
	Altezza	5,11 m	
	Carico accidentale	20 kN/m ²	
	Coeff. Spinta a riposo	0,426	
	Spinta	43,58 kN/m	
	zg sovraccarico	2,555 m	

RELAZIONE DI CALCOLO

Frenatura sul paraghiaia			
	Azione Verticale	300	kN
	Azione Orizzontale	180	kN
	beff	12,62	m
	Azione verticale unitaria	23,77	kN/m
	Azione orizzontale unitaria	14,26	kN/m
	Momento unitario	72,88	kN*m/m
Azione verticale delle ruote			
	Larghezza ruota (a)	0,4	m
	b	2,4	m
	Ripartizione carico	11,1	m
	Azione orizzontale unitaria	152,50	kN/m
	Momento unitario	446,09	kN*m/m
Sisma			
	ag/g	0,314	
	S	1,104	
	β_m	1	
	kh masse e rinterro	0,347	
	kv masse e rinterro	0,173	
Inerzia paraghiaia			
	Inerzia orizzontale	35,43	kN/m
	zg paraghiaia	2,555	m
	inerzia verticale	17,71	kN/m
Inerzia terreno retro			
	larghezza del terreno retro	6,95	m
	inerzia orizzontale	252,38	kN/m
	zg terreno	2,555	m
Incremento spinta sismica			
	Spinta	36,31	kN/m
	zg incremento	2,555	m

RELAZIONE DI CALCOLO

Si ricavano le seguenti sollecitazioni all'incastro del paraghiaia per effetto dei carichi agenti:

Condizioni di carico statiche				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
g1	Peso proprio paraghiaia	102,2	0,0	0,0
g2	Spinta del terreno	0,0	194,4	114,1
gtot	Somma permanenti	102,2	194,4	114,1
q1	Sovraccarico accidentale	0,0	111,3	43,6
q2	Frenatura	23,8	72,9	14,3
q3	Azione verticale delle ruote	0,0	152,5	446,1
Condizioni di carico sismiche				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
q.sism.par.	Sisma sul paraghiaia	0,0	90,5	35,4
q.sism.ter.	Sisma sul terreno retro	0,0	644,8	252,4
q.sism.incr.	Incremento di spinta sul terreno	0,0	92,8	36,3
q.sism	Sisma	0,0	828,1	324,1
q.V.par.	Sisma verticale sul paraghiaia	17,7	0,0	0,0
A1-STR Combinazione SLU Statica				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
U1	1,35gtot+1,35q1	138,0	412,8	212,9
U2	1,35gtot+0,54q1+1,35q2	170,1	421,0	196,9
U3	1,35gtot+0,54q1+1,35q3	138,0	528,5	779,8
A1-STR Combinazione SLV Sismica				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
U4	1,0gtot+1,0q.sism+0,3*q.V.par.	107,5	1022,5	438,3
U5	1,0gtot+1,0q.sism-0,3*q.V.par.	96,9	1022,5	438,3
A1-STR Combinazioni SLE				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
R	1,0gtot+0,4q1+1,0q2	126,0	311,8	145,8
Fr	1,0gtot+0,4q1	102,2	238,9	131,6
Q.P.	1,0gtot	102,2	194,4	114,1

RELAZIONE DI CALCOLO

13.1.2.2.2 Verifiche del paraghiaia

L'armatura è formata da barre $\Phi 26/10$ per il paramento di valle e $\Phi 26/10$ per il paramento di monte, ed il quantitativo è costante per tutto lo sviluppo trasversale.

Figura 13.14 – Dominio di resistenza $Y=5.11$ m.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	53,09	5
			2	53,09	75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica SLU a taglio

Le verifiche sono state condotte nella sezione Y = 5.11 m.

L'armatura a taglio è formata da spilli 8Ø14/mq.

Figura 13.15 – Verifica a taglio, Y=5.11 m dalla testa del muro.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1,5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18,81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3,10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4,03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1,45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2,60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4,83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2,58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19,92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14,94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1,15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	5	cm	copriferro

RELAZIONE DI CALCOLO

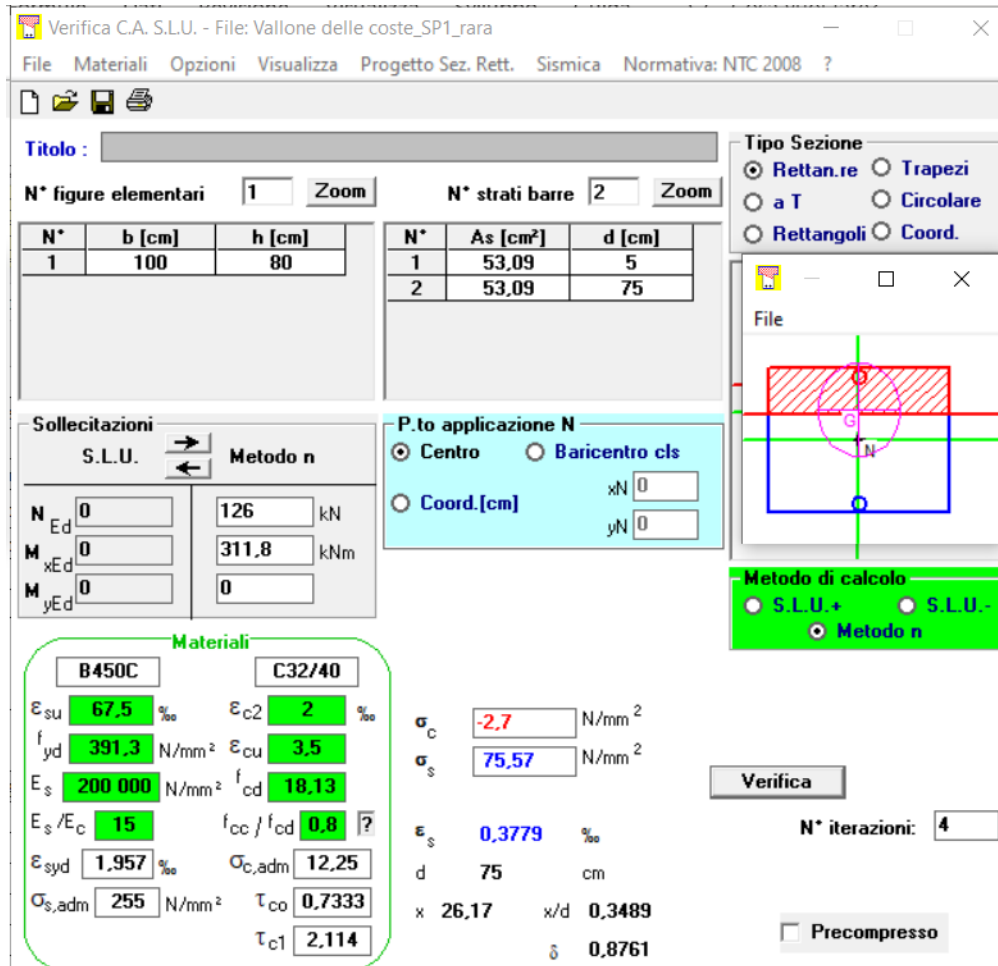
Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio					
Taglio agente		$V_{Ed} = 779,84 \text{ kN}$			
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm		
Altezza della sezione	h	800	mm		
Copriferro della sezione	δ	50	mm		
Altezza utile della sezione	d	750	mm		
Diametro delle staffe	d_w	14	mm		
Numero di braccia	n_w	8			
Area totale staffe	A_{sw}	1230,88	mm ²		
Passo delle staffe	s	1000	mm		
Inclinazione delle staffe	α	90	deg		1
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21,8	deg	$\cot(\theta)$	2,50
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1,00917			2,5
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	812,8	kN	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-compresione"	$V_{Rcd} =$	2209,6	kN	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	812,8	kN	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
Esito della verifica	soddisfatta				

Verifica SLE per tensioni

Le verifiche sono state condotte per la sezione Y = 5.11 m dalla testa del muro.

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione **rara**.

Figura 13.16 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 5.11 m dalla testa del muro.



The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP1_rara". It contains several input and output fields:

- Titolo:** (empty)
- N° figure elementari:** 1
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80
- Table 2:**

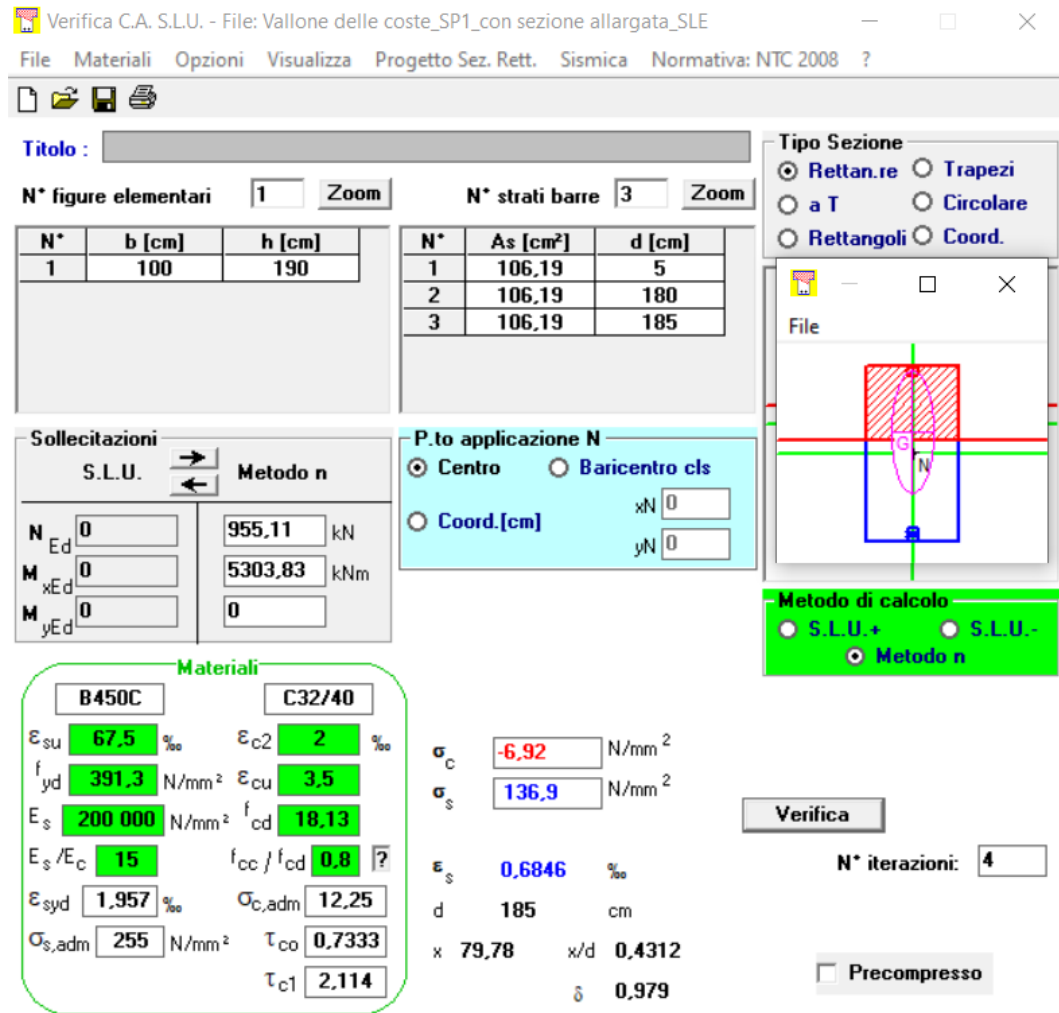
N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	5
2	53,09	75
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
 - Method: Metodo n
- Materiali:**
 - B450C: ϵ_{su} 67,5 ‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200 000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40: ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5 ‰, f_{cd} 18,13 N/mm², f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm², τ_{co} 0,7333, τ_{c1} 2,114
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm] (xN: 0, yN: 0)
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n
- Results:**
 - σ_c : -2,7 N/mm²
 - σ_s : 75,57 N/mm²
 - ϵ_s : 0,3779 ‰
 - d: 75 cm
 - x: 26,17, x/d: 0,3489
 - δ : 0,8761
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso (unchecked)

$$\sigma_{c,min} = -2.7 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 75.57 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.17 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 5.11 m dalla testa del muro.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP1_con sezione allargata_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	190

N°	As [cm²]	d [cm]
1	106,19	5
2	106,19	180
3	106,19	185

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	955,11	kN
M _{xEd}	0	5303,83	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C32/40

ε _{su}	67,5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	391,3	N/mm²	ε _{cu}	3,5	‰
E _s	200 000	N/mm²	f _{cd}	18,13	
E _s /E _c	15		f _{cc} /f _{cd}	0,8	?
ε _{syd}	1,957	‰	σ _{c,adm}	12,25	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0,7333	
			τ _{c1}	2,114	

σ _c	-6,92	N/mm²	
σ _s	136,9	N/mm²	
ε _s	0,6846	‰	
d	185	cm	
x	79,78	x/d	0,4312
		δ	0,979

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_{c,min} = -6.92 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Le verifiche saranno condotte per le combinazioni quasi permanente e frequente nella sezione Y = 5.11 m. Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.18 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente. Y = 5.11 m dalla testa del muro.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	45,2 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	271 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasm}	14 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	750 mm	Altezza utile della sezione
δ	23 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4,25 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,01 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	182,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,024 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **frequente**.

Figura 13.19 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 5.11 m dalla testa del muro.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP1_FR

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	5
2	53,09	75

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 102,2 kN
 M_{xEd} 0 238,9 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -2,074 N/mm²
 σ_s 57,44 N/mm²
 ϵ_s 0,2872 ‰
 d 75 cm
 x 26,35 x/d 0,3514
 δ 0,8792

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.20 – Verifica a fessurazione. Combinazione frequente. Y = 5.11 m dalla testa del muro.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	57,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	264 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trav}	14 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
d	750 mm	Altezza utile della sezione
δ	23 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4,25 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	182,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,030 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

13.1.2.1 Muro di risvolto

Il muro di risvolto viene calcolato considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni di svio.

Il muro viene suddiviso in conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.

In allegato si riportano i dettagli di calcolo del muro di risvolto.

Verifica SLU a pressoflessione nel muro

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica con sisma verticale verso il basso. Le verifiche sono state condotte per la sezione Y = 14.16 m.

Di seguito si riportano le sollecitazioni sul paramento.

Figura 13.21 – Sollecitazioni sul paramento verticale. Combinazione sismica.

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,94	0,00	1,34
2	-0,10	8,19	2,74	1,26
3	-0,20	10,47	5,49	1,46
4	-0,30	12,77	8,25	1,92
5	-0,40	15,11	11,02	2,65
6	-0,50	17,47	13,79	3,64
7	-0,60	19,86	16,58	4,91
8	-0,70	22,27	19,37	6,44
9	-0,80	24,71	22,17	8,25
10	-0,90	27,19	24,97	10,32
11	-1,00	29,68	27,79	12,67
12	-1,10	32,21	30,61	15,30
13	-1,20	34,76	33,44	18,20
14	-1,30	37,34	36,28	21,37
15	-1,40	39,95	39,13	24,82
16	-1,50	42,59	41,99	28,55
17	-1,60	45,25	44,85	32,56
18	-1,70	47,94	47,72	36,84
19	-1,79	50,66	50,61	41,41
20	-1,89	53,41	53,49	46,26
21	-1,99	56,18	56,39	51,39
22	-2,09	58,99	59,30	56,80
23	-2,19	61,82	62,21	62,50
24	-2,29	64,67	65,13	68,48
25	-2,39	67,56	68,06	74,75
26	-2,49	70,47	71,00	81,31
27	-2,59	73,41	73,94	88,15
28	-2,69	76,38	76,90	95,28
29	-2,79	79,37	79,86	102,71
30	-2,89	82,39	82,83	110,42
31	-2,99	85,44	85,81	118,42
32	-3,09	88,52	88,79	126,72
33	-3,19	91,62	91,79	135,31
34	-3,29	94,76	94,79	144,20
35	-3,39	97,92	97,80	153,38
36	-3,49	101,11	100,82	162,86
37	-3,59	104,32	103,85	172,63
38	-3,69	107,56	106,88	182,70
39	-3,79	110,83	109,93	193,08
40	-3,89	114,13	112,98	203,75
41	-3,99	117,46	116,04	214,72
42	-4,09	120,81	119,11	226,00
43	-4,19	124,19	122,18	237,58
44	-4,29	127,60	125,27	249,46
45	-4,39	131,04	128,36	261,65
46	-4,49	134,50	131,46	274,14
47	-4,59	137,99	134,57	286,94
48	-4,69	141,51	137,69	300,05
49	-4,79	145,05	140,81	313,46
50	-4,89	148,63	143,94	327,19
51	-4,99	152,23	147,08	341,22
52	-5,09	155,86	150,23	355,57

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
53	-5,19	159,51	153,39	370,23
54	-5,29	163,20	156,56	385,21
55	-5,38	166,91	159,73	400,49
56	-5,48	170,65	162,91	416,10
57	-5,58	174,42	166,10	432,02
58	-5,68	178,21	169,30	448,25
59	-5,78	182,03	172,51	464,81
60	-5,88	185,88	175,72	481,68
61	-5,98	189,76	178,94	498,87
62	-6,08	193,66	182,18	516,39
63	-6,18	197,60	185,41	534,22
64	-6,28	201,55	188,66	552,38
65	-6,38	205,54	191,92	570,86
66	-6,48	209,56	195,18	589,67
67	-6,58	213,60	198,45	608,80
68	-6,68	217,67	201,73	628,26
69	-6,78	221,77	205,02	648,05
70	-6,88	225,89	208,31	668,16
71	-6,98	230,04	211,62	688,61
72	-7,08	234,22	214,93	709,38
73	-7,18	238,43	218,25	730,49
74	-7,28	242,67	221,58	751,93
75	-7,38	246,93	224,92	773,70
76	-7,48	251,22	228,26	795,80
77	-7,58	255,54	231,61	818,24
78	-7,68	259,89	234,97	841,02
79	-7,78	264,26	238,34	864,13
80	-7,88	268,66	241,72	887,58
81	-7,98	273,09	245,11	911,37
82	-8,08	277,54	248,50	935,50
83	-8,18	282,03	251,90	959,97
84	-8,28	286,54	255,31	984,79
85	-8,38	291,08	258,73	1009,94
86	-8,48	295,64	262,16	1035,44
87	-8,58	300,24	265,59	1061,28
88	-8,68	304,86	269,03	1087,47
89	-8,78	309,51	272,48	1114,00
90	-8,87	314,18	275,94	1140,88
91	-8,97	318,89	279,41	1168,11
92	-9,07	323,62	282,88	1195,69
93	-9,17	328,38	286,37	1223,62
94	-9,27	333,17	289,86	1251,90
95	-9,37	337,98	293,36	1280,53
96	-9,47	342,82	296,87	1309,52
97	-9,57	347,69	300,38	1338,85
98	-9,67	352,59	303,90	1368,55
99	-9,77	357,51	307,44	1398,60
100	-9,87	362,46	310,98	1429,00
101	-9,97	367,44	314,53	1459,76
102	-10,07	372,45	318,08	1490,89
103	-10,17	377,49	321,65	1522,37
104	-10,27	382,55	325,22	1554,21
105	-10,37	387,64	328,80	1586,41
106	-10,47	392,76	332,39	1618,98
107	-10,57	397,90	335,99	1651,91
108	-10,67	403,08	339,59	1685,20
109	-10,77	408,28	343,20	1718,86
110	-10,87	413,50	346,83	1752,88
111	-10,97	418,76	350,46	1787,27
112	-11,07	424,04	354,09	1822,03
113	-11,17	429,35	357,74	1857,16
114	-11,27	434,69	361,39	1892,66
115	-11,37	440,06	365,06	1928,52
116	-11,47	445,45	368,73	1964,76
117	-11,57	450,87	372,41	2001,38
118	-11,67	456,32	376,09	2038,36
119	-11,77	461,80	379,79	2075,73
120	-11,87	467,30	383,49	2113,46
121	-11,97	472,83	387,20	2151,58
122	-12,07	478,39	390,92	2190,07
123	-12,17	483,97	394,65	2228,93
124	-12,27	489,59	398,38	2268,18
125	-12,37	495,23	402,13	2307,81
126	-12,46	500,90	405,88	2347,82
127	-12,56	506,60	409,64	2388,21
128	-12,66	512,32	413,41	2428,99
129	-12,76	518,07	417,18	2470,15
130	-12,86	523,85	420,97	2511,69
131	-12,96	529,66	424,76	2553,62
132	-13,06	535,49	428,56	2595,93
133	-13,16	541,35	432,37	2638,64
134	-13,26	547,24	436,19	2681,73
135	-13,36	553,16	440,01	2725,21

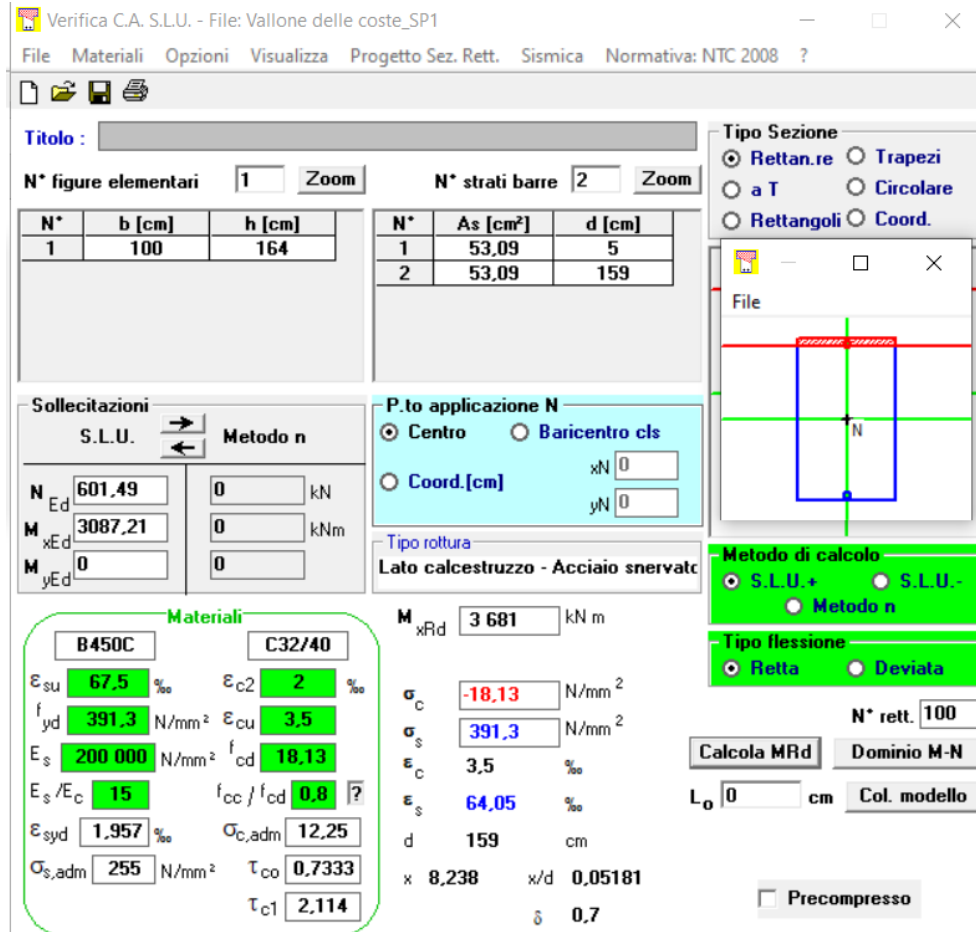
RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
136	-13,46	559,11	443,85	2769,09
137	-13,56	565,08	447,69	2813,35
138	-13,66	571,08	451,54	2858,01
139	-13,76	577,11	455,39	2903,06
140	-13,86	583,16	459,26	2948,50
141	-13,96	589,24	463,13	2994,34
142	-14,06	595,35	467,02	3040,58
143	-14,16	601,49	470,91	3087,21

RELAZIONE DI CALCOLO

L'armatura è formata da barre $\Phi 26/10$ per il paramento di valle e $\Phi 26/10$ per il paramento di monte, ed il quantitativo è costante per tutto lo sviluppo trasversale.

Figura 13.22 – Dominio di resistenza $Y=14.16$ m.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP1

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	164	1	53,09	5
			2	53,09	159

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 601,49 0 kN
M_{xEd} 3087,21 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

M_{xRd} 3 681 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 64,05 ‰
d 159 cm
x 8,238 x/d 0,05181
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica SLU a taglio

Le verifiche sono state condotte nella sezione Y = 14.16 m.

Figura 13.23 – Verifica a taglio, Y=14.16 m dalla testa del muro.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1,5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18,81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3,10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4,03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$	1,45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2,60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4,83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2,58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19,92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14,94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1,15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	5	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio			
	Taglio agente	$V_{Ed} = 470,91$	kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	1640	mm
Copriferro della sezione	δ	50	mm
Altezza utile della sezione	d	1590	mm
n° ferri zona tesa		10	
diametro ferri zona tesa		26	mm
Armatura totale longitudinale	A_l	5306,6	mm ²
	k	1,355	
Rapporto geom. di armatura longitudina	ρ_l	0,003	< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	601,49	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0,36676	Mpa < $0,2 \times f_{cd} = 3,7627$ Mpa
Resistenza unitaria a taglio	v_{min}	0,318	
Taglio resistente	V_{Rd}	657,8	kN
Esito della verifica Soddisfatta, non occorre armatura specifica a taglio			

La verifica risulta soddisfatta, non è necessaria armatura a taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica SLE per tensioni

Le verifiche sono state condotte per la sezione Y = 14.16 m dalla testa del palo.

Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,06	0,00	1,14
2	-0,10	5,82	0,00	1,14
3	-0,20	6,61	0,00	1,15
4	-0,30	7,41	0,00	1,16
5	-0,40	8,24	0,00	1,17
6	-0,50	9,10	0,00	1,19
7	-0,60	9,97	0,00	1,21
8	-0,70	10,87	0,00	1,23
9	-0,80	11,80	0,00	1,26
10	-0,90	12,75	0,00	1,30
11	-1,00	13,72	0,00	1,33
12	-1,10	14,71	0,00	1,38
13	-1,20	15,73	0,00	1,42
14	-1,30	16,77	0,00	1,48
15	-1,40	17,84	0,00	1,54
16	-1,50	18,92	0,00	1,60
17	-1,60	20,04	0,00	1,67
18	-1,70	21,17	0,00	1,74
19	-1,79	22,33	0,00	1,82
20	-1,89	23,51	0,00	1,90
21	-1,99	24,72	0,00	1,99
22	-2,09	25,95	0,00	2,09
23	-2,19	27,20	0,00	2,19
24	-2,29	28,48	0,00	2,30
25	-2,39	29,78	0,00	2,41
26	-2,49	31,10	0,00	2,53
27	-2,59	32,45	0,00	2,65
28	-2,69	33,82	0,00	2,79
29	-2,79	35,21	0,00	2,93
30	-2,89	36,63	0,00	3,07
31	-2,99	38,07	0,00	3,22
32	-3,09	39,54	0,00	3,38
33	-3,19	41,03	0,00	3,55
34	-3,29	42,54	0,00	3,72
35	-3,39	44,07	0,00	3,90
36	-3,49	45,63	0,00	4,09
37	-3,59	47,21	0,00	4,28
38	-3,69	48,82	0,00	4,49
39	-3,79	50,45	0,00	4,70
40	-3,89	52,10	0,00	4,91
41	-3,99	53,78	0,00	5,14
42	-4,09	55,48	0,00	5,37
43	-4,19	57,20	0,00	5,62
44	-4,29	58,95	0,00	5,87
45	-4,39	60,72	0,00	6,12
46	-4,49	62,51	0,00	6,39
47	-4,59	64,33	0,00	6,67
48	-4,69	66,17	0,00	6,95
49	-4,79	68,03	0,00	7,24
50	-4,89	69,92	0,00	7,54
51	-4,99	71,83	0,00	7,85
52	-5,09	73,77	0,00	8,17
53	-5,19	75,72	0,00	8,50
54	-5,29	77,70	0,00	8,84
55	-5,38	79,71	0,00	9,18
56	-5,48	81,74	0,00	9,54
57	-5,58	83,79	0,00	9,91
58	-5,68	85,87	0,00	10,28
59	-5,78	87,97	0,00	10,67
60	-5,88	90,09	0,00	11,07
61	-5,98	92,23	0,00	11,47
62	-6,08	94,40	0,00	11,89
63	-6,18	96,60	0,00	12,31
64	-6,28	98,81	0,00	12,75
65	-6,38	101,05	0,00	13,20
66	-6,48	103,32	0,00	13,65
67	-6,58	105,60	0,00	14,12
68	-6,68	107,91	0,00	14,60
69	-6,78	110,25	0,00	15,09
70	-6,88	112,61	0,00	15,59
71	-6,98	114,99	0,00	16,11
72	-7,08	117,39	0,00	16,63
73	-7,18	119,82	0,00	17,17
74	-7,28	122,27	0,00	17,71

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
75	-7,38	124,75	0,00	18,27
76	-7,48	127,25	0,00	18,84
77	-7,58	129,77	0,00	19,42
78	-7,68	132,31	0,00	20,02
79	-7,78	134,88	0,00	20,62
80	-7,88	137,47	0,00	21,24
81	-7,98	140,09	0,00	21,87
82	-8,08	142,73	0,00	22,51
83	-8,18	145,39	0,00	23,17
84	-8,28	148,08	0,00	23,83
85	-8,38	150,79	0,00	24,52
86	-8,48	153,52	0,00	25,21
87	-8,58	156,28	0,00	25,91
88	-8,68	159,06	0,00	26,63
89	-8,78	161,86	0,00	27,37
90	-8,87	164,69	0,00	28,11
91	-8,97	167,54	0,00	28,87
92	-9,07	170,42	0,00	29,64
93	-9,17	173,32	0,00	30,43
94	-9,27	176,24	0,00	31,23
95	-9,37	179,18	0,00	32,04
96	-9,47	182,15	0,00	32,87
97	-9,57	185,14	0,00	33,71
98	-9,67	188,16	0,00	34,57
99	-9,77	191,20	0,00	35,44
100	-9,87	194,26	0,00	36,32
101	-9,97	197,35	0,00	37,22
102	-10,07	200,46	0,00	38,14
103	-10,17	203,59	0,00	39,06
104	-10,27	206,75	0,00	40,01
105	-10,37	209,93	0,00	40,97
106	-10,47	213,13	0,00	41,94
107	-10,57	216,36	0,00	42,93
108	-10,67	219,61	0,00	43,93
109	-10,77	222,88	0,00	44,95
110	-10,87	226,18	0,00	45,98
111	-10,97	229,50	0,00	47,03
112	-11,07	232,84	0,00	48,10
113	-11,17	236,21	0,00	49,18
114	-11,27	239,60	0,00	50,28
115	-11,37	243,02	0,00	51,39
116	-11,47	246,46	0,00	52,52
117	-11,57	249,92	0,00	53,67
118	-11,67	253,40	0,00	54,83
119	-11,77	256,91	0,00	56,01
120	-11,87	260,45	0,00	57,20
121	-11,97	264,00	0,00	58,41
122	-12,07	267,58	0,00	59,64
123	-12,17	271,18	0,00	60,89
124	-12,27	274,81	0,00	62,15
125	-12,37	278,46	0,00	63,43
126	-12,46	282,13	0,00	64,73
127	-12,56	285,83	0,00	66,04
128	-12,66	289,55	0,00	67,38
129	-12,76	293,30	0,00	68,73
130	-12,86	297,06	0,00	70,09
131	-12,96	300,85	0,00	71,48
132	-13,06	304,67	0,00	72,88
133	-13,16	308,51	0,00	74,30
134	-13,26	312,37	0,00	75,74
135	-13,36	316,25	0,00	77,20
136	-13,46	320,16	0,00	78,67
137	-13,56	324,09	0,00	80,17
138	-13,66	328,05	0,00	81,68
139	-13,76	332,03	0,00	83,21
140	-13,86	336,04	0,01	84,76
141	-13,96	340,08	0,04	86,32
142	-14,06	344,16	0,10	87,89
143	-14,16	348,29	0,21	89,46

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.24 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 14.16 m dalla testa del muro.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP1_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	164	1	53,09	5
			2	53,09	159

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ε _{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε _{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε _{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E _s <input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="18,13"/> ‰
E _s /E _c <input type="text" value="15"/> ‰	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="0,8"/> ‰
ε _{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="12,25"/> ‰
σ _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0,7333"/> ‰
	τ _{c1} <input type="text" value="2,114"/> ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²

ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

$$\sigma_{c,\min} = -0.2344 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,\max} = 11.35 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,06	0,00	1,14
2	-0,10	5,82	0,00	1,14
3	-0,20	6,61	0,00	1,15
4	-0,30	7,41	0,00	1,16
5	-0,40	8,24	0,00	1,17
6	-0,50	9,10	0,00	1,19
7	-0,60	9,97	0,00	1,21
8	-0,70	10,87	0,00	1,23
9	-0,80	11,80	0,00	1,26
10	-0,90	12,75	0,00	1,30
11	-1,00	13,72	0,00	1,33
12	-1,10	14,71	0,00	1,38
13	-1,20	15,73	0,00	1,42
14	-1,30	16,77	0,00	1,48
15	-1,40	17,84	0,00	1,54
16	-1,50	18,92	0,00	1,60
17	-1,60	20,04	0,00	1,67
18	-1,70	21,17	0,00	1,74
19	-1,79	22,33	0,00	1,82
20	-1,89	23,51	0,00	1,90
21	-1,99	24,72	0,00	1,99
22	-2,09	25,95	0,00	2,09
23	-2,19	27,20	0,00	2,19
24	-2,29	28,48	0,00	2,30
25	-2,39	29,78	0,00	2,41
26	-2,49	31,10	0,00	2,53
27	-2,59	32,45	0,00	2,65
28	-2,69	33,82	0,00	2,79
29	-2,79	35,21	0,00	2,93
30	-2,89	36,63	0,00	3,07
31	-2,99	38,07	0,00	3,22
32	-3,09	39,54	0,00	3,38
33	-3,19	41,03	0,00	3,55
34	-3,29	42,54	0,00	3,72
35	-3,39	44,07	0,00	3,90
36	-3,49	45,63	0,00	4,09
37	-3,59	47,21	0,00	4,28
38	-3,69	48,82	0,00	4,49
39	-3,79	50,45	0,00	4,70
40	-3,89	52,10	0,00	4,91
41	-3,99	53,78	0,00	5,14
42	-4,09	55,48	0,00	5,37
43	-4,19	57,20	0,00	5,62
44	-4,29	58,95	0,00	5,87
45	-4,39	60,72	0,00	6,12
46	-4,49	62,51	0,00	6,39
47	-4,59	64,33	0,00	6,67
48	-4,69	66,17	0,00	6,95
49	-4,79	68,03	0,00	7,24
50	-4,89	69,92	0,00	7,54
51	-4,99	71,83	0,00	7,85
52	-5,09	73,77	0,00	8,17
53	-5,19	75,72	0,00	8,50
54	-5,29	77,70	0,00	8,84
55	-5,38	79,71	0,00	9,18
56	-5,48	81,74	0,00	9,54
57	-5,58	83,79	0,00	9,91
58	-5,68	85,87	0,00	10,28
59	-5,78	87,97	0,00	10,67
60	-5,88	90,09	0,00	11,07
61	-5,98	92,23	0,00	11,47
62	-6,08	94,40	0,00	11,89
63	-6,18	96,60	0,00	12,31
64	-6,28	98,81	0,00	12,75
65	-6,38	101,05	0,00	13,20
66	-6,48	103,32	0,00	13,65
67	-6,58	105,60	0,00	14,12
68	-6,68	107,91	0,00	14,60
69	-6,78	110,25	0,00	15,09
70	-6,88	112,61	0,00	15,59
71	-6,98	114,99	0,00	16,11
72	-7,08	117,39	0,00	16,63
73	-7,18	119,82	0,00	17,17
74	-7,28	122,27	0,00	17,71
75	-7,38	124,75	0,00	18,27
76	-7,48	127,25	0,00	18,84
77	-7,58	129,77	0,00	19,42
78	-7,68	132,31	0,00	20,02
79	-7,78	134,88	0,00	20,62

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
80	-7,88	137,47	0,00	21,24
81	-7,98	140,09	0,00	21,87
82	-8,08	142,73	0,00	22,51
83	-8,18	145,39	0,00	23,17
84	-8,28	148,08	0,00	23,83
85	-8,38	150,79	0,00	24,52
86	-8,48	153,52	0,00	25,21
87	-8,58	156,28	0,00	25,91
88	-8,68	159,06	0,00	26,63
89	-8,78	161,86	0,00	27,37
90	-8,87	164,69	0,00	28,11
91	-8,97	167,54	0,00	28,87
92	-9,07	170,42	0,00	29,64
93	-9,17	173,32	0,00	30,43
94	-9,27	176,24	0,00	31,23
95	-9,37	179,18	0,00	32,04
96	-9,47	182,15	0,00	32,87
97	-9,57	185,14	0,00	33,71
98	-9,67	188,16	0,00	34,57
99	-9,77	191,20	0,00	35,44
100	-9,87	194,26	0,00	36,32
101	-9,97	197,35	0,00	37,22
102	-10,07	200,46	0,00	38,14
103	-10,17	203,59	0,00	39,06
104	-10,27	206,75	0,00	40,01
105	-10,37	209,93	0,00	40,97
106	-10,47	213,13	0,00	41,94
107	-10,57	216,36	0,00	42,93
108	-10,67	219,61	0,00	43,93
109	-10,77	222,88	0,00	44,95
110	-10,87	226,18	0,00	45,98
111	-10,97	229,50	0,00	47,03
112	-11,07	232,84	0,00	48,10
113	-11,17	236,21	0,00	49,18
114	-11,27	239,60	0,00	50,28
115	-11,37	243,02	0,00	51,39
116	-11,47	246,46	0,00	52,52
117	-11,57	249,92	0,00	53,67
118	-11,67	253,40	0,00	54,83
119	-11,77	256,91	0,00	56,01
120	-11,87	260,45	0,00	57,20
121	-11,97	264,00	0,00	58,41
122	-12,07	267,58	0,00	59,64
123	-12,17	271,18	0,00	60,89
124	-12,27	274,81	0,00	62,15
125	-12,37	278,46	0,00	63,43
126	-12,46	282,13	0,00	64,73
127	-12,56	285,83	0,00	66,04
128	-12,66	289,55	0,00	67,38
129	-12,76	293,30	0,00	68,73
130	-12,86	297,06	0,00	70,09
131	-12,96	300,85	0,00	71,48
132	-13,06	304,67	0,00	72,88
133	-13,16	308,51	0,00	74,30
134	-13,26	312,37	0,00	75,74
135	-13,36	316,25	0,00	77,20
136	-13,46	320,16	0,00	78,67
137	-13,56	324,09	0,00	80,17
138	-13,66	328,05	0,00	81,68
139	-13,76	332,03	0,00	83,21
140	-13,86	336,04	0,01	84,76
141	-13,96	340,08	0,04	86,32
142	-14,06	344,16	0,10	87,89
143	-14,16	348,29	0,21	89,46

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.25 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 14.16 m dalla testa del muro.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP1_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	164	1	53,09	5
			2	53,09	159

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c -0,2344 N/mm²
σ_s 11,35 N/mm²
ε_s 0,05674 ‰
d 159 cm
x 37,61 x/d 0,2365
δ 0,7356

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

$$\sigma_{c,min} = -0.2344 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Le verifiche saranno condotte per le combinazioni quasi permanente e frequente nella sezione Y = 14.16 m. Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.26 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente. Y = 14.16 m dalla testa del muro.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	11,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	376 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	0 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	1640 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	1590 mm	Altezza utile della sezione
δ	37 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4,25 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,00 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	229,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,008 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

Con riferimento alla combinazione frequente, si riportano le sollecitazioni sul muro.

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,06	0,00	1,14
2	-0,10	5,82	0,00	1,14
3	-0,20	6,61	0,00	1,15
4	-0,30	7,41	0,00	1,16
5	-0,40	8,24	0,00	1,17
6	-0,50	9,10	0,00	1,19
7	-0,60	9,97	0,00	1,21
8	-0,70	10,87	0,00	1,23
9	-0,80	11,80	0,00	1,26
10	-0,90	12,75	0,00	1,30
11	-1,00	13,72	0,00	1,33
12	-1,10	14,71	0,00	1,38
13	-1,20	15,73	0,00	1,42
14	-1,30	16,77	0,00	1,48
15	-1,40	17,84	0,00	1,54
16	-1,50	18,92	0,00	1,60
17	-1,60	20,04	0,00	1,67
18	-1,70	21,17	0,00	1,74
19	-1,79	22,33	0,00	1,82
20	-1,89	23,51	0,00	1,90
21	-1,99	24,72	0,00	1,99
22	-2,09	25,95	0,00	2,09
23	-2,19	27,20	0,00	2,19
24	-2,29	28,48	0,00	2,30
25	-2,39	29,78	0,00	2,41
26	-2,49	31,10	0,00	2,53
27	-2,59	32,45	0,00	2,65
28	-2,69	33,82	0,00	2,79
29	-2,79	35,21	0,00	2,93
30	-2,89	36,63	0,00	3,07
31	-2,99	38,07	0,00	3,22
32	-3,09	39,54	0,00	3,38
33	-3,19	41,03	0,00	3,55
34	-3,29	42,54	0,00	3,72
35	-3,39	44,07	0,00	3,90
36	-3,49	45,63	0,00	4,09
37	-3,59	47,21	0,00	4,28
38	-3,69	48,82	0,00	4,49
39	-3,79	50,45	0,00	4,70
40	-3,89	52,10	0,00	4,91
41	-3,99	53,78	0,00	5,14
42	-4,09	55,48	0,00	5,37
43	-4,19	57,20	0,00	5,62
44	-4,29	58,95	0,00	5,87
45	-4,39	60,72	0,00	6,12
46	-4,49	62,51	0,00	6,39
47	-4,59	64,33	0,00	6,67
48	-4,69	66,17	0,00	6,95
49	-4,79	68,03	0,00	7,24
50	-4,89	69,92	0,00	7,54
51	-4,99	71,83	0,00	7,85
52	-5,09	73,77	0,00	8,17
53	-5,19	75,72	0,00	8,50
54	-5,29	77,70	0,00	8,84
55	-5,38	79,71	0,00	9,18
56	-5,48	81,74	0,00	9,54
57	-5,58	83,79	0,00	9,91
58	-5,68	85,87	0,00	10,28
59	-5,78	87,97	0,00	10,67
60	-5,88	90,09	0,00	11,07
61	-5,98	92,23	0,00	11,47
62	-6,08	94,40	0,00	11,89
63	-6,18	96,60	0,00	12,31
64	-6,28	98,81	0,00	12,75
65	-6,38	101,05	0,00	13,20
66	-6,48	103,32	0,00	13,65
67	-6,58	105,60	0,00	14,12
68	-6,68	107,91	0,00	14,60
69	-6,78	110,25	0,00	15,09
70	-6,88	112,61	0,00	15,59
71	-6,98	114,99	0,00	16,11
72	-7,08	117,39	0,00	16,63
73	-7,18	119,82	0,00	17,17
74	-7,28	122,27	0,00	17,71
75	-7,38	124,75	0,00	18,27
76	-7,48	127,25	0,00	18,84
77	-7,58	129,77	0,00	19,42
78	-7,68	132,31	0,00	20,02
79	-7,78	134,88	0,00	20,62

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
80	-7,88	137,47	0,00	21,24
81	-7,98	140,09	0,00	21,87
82	-8,08	142,73	0,00	22,51
83	-8,18	145,39	0,00	23,17
84	-8,28	148,08	0,00	23,83
85	-8,38	150,79	0,00	24,52
86	-8,48	153,52	0,00	25,21
87	-8,58	156,28	0,00	25,91
88	-8,68	159,06	0,00	26,63
89	-8,78	161,86	0,00	27,37
90	-8,87	164,69	0,00	28,11
91	-8,97	167,54	0,00	28,87
92	-9,07	170,42	0,00	29,64
93	-9,17	173,32	0,00	30,43
94	-9,27	176,24	0,00	31,23
95	-9,37	179,18	0,00	32,04
96	-9,47	182,15	0,00	32,87
97	-9,57	185,14	0,00	33,71
98	-9,67	188,16	0,00	34,57
99	-9,77	191,20	0,00	35,44
100	-9,87	194,26	0,00	36,32
101	-9,97	197,35	0,00	37,22
102	-10,07	200,46	0,00	38,14
103	-10,17	203,59	0,00	39,06
104	-10,27	206,75	0,00	40,01
105	-10,37	209,93	0,00	40,97
106	-10,47	213,13	0,00	41,94
107	-10,57	216,36	0,00	42,93
108	-10,67	219,61	0,00	43,93
109	-10,77	222,88	0,00	44,95
110	-10,87	226,18	0,00	45,98
111	-10,97	229,50	0,00	47,03
112	-11,07	232,84	0,00	48,10
113	-11,17	236,21	0,00	49,18
114	-11,27	239,60	0,00	50,28
115	-11,37	243,02	0,00	51,39
116	-11,47	246,46	0,00	52,52
117	-11,57	249,92	0,00	53,67
118	-11,67	253,40	0,00	54,83
119	-11,77	256,91	0,00	56,01
120	-11,87	260,45	0,00	57,20
121	-11,97	264,00	0,00	58,41
122	-12,07	267,58	0,00	59,64
123	-12,17	271,18	0,00	60,89
124	-12,27	274,81	0,00	62,15
125	-12,37	278,46	0,00	63,43
126	-12,46	282,13	0,00	64,73
127	-12,56	285,83	0,00	66,04
128	-12,66	289,55	0,00	67,38
129	-12,76	293,30	0,00	68,73
130	-12,86	297,06	0,00	70,09
131	-12,96	300,85	0,00	71,48
132	-13,06	304,67	0,00	72,88
133	-13,16	308,51	0,00	74,30
134	-13,26	312,37	0,00	75,74
135	-13,36	316,25	0,00	77,20
136	-13,46	320,16	0,00	78,67
137	-13,56	324,09	0,00	80,17
138	-13,66	328,05	0,00	81,68
139	-13,76	332,03	0,00	83,21
140	-13,86	336,04	0,01	84,76
141	-13,96	340,08	0,04	86,32
142	-14,06	344,16	0,10	87,89
143	-14,16	348,29	0,21	89,46

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **frequente**.

Figura 13.27 – Verifica a fessurazione. Combinazione frequente. Y = 14.16 m dalla testa del muro.

<u>Verica apertura fessure</u>		
σ_s	11 mm	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	376 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	0 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	1640 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
d	1590 mm	Altezza utile della sezione
δ	37 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4,25 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,00 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
ΔS_{max}	229,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,008 mm	Valore di calcolo apertura fessure

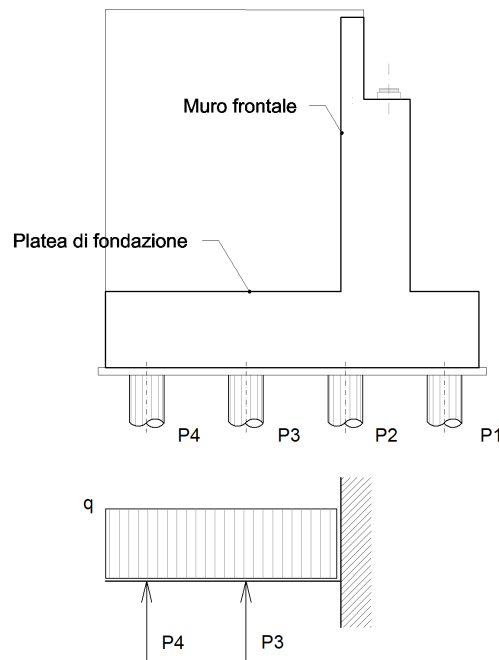
Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

13.1.2.2 Platea di fondazione spalla

Il calcolo della platea di fondazione della spalla viene effettuato facendo riferimento alle azioni trasmesse dai pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita.

La platea a monte viene modellata longitudinalmente (lungo X) come una mensola incastrata al muro frontale caricata con un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, della platea e all'eventuale sovraccarico stradale e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli pali, come riportato nello schema qui di seguito:

Figura 13.28: Schema sezione longitudinale spalla

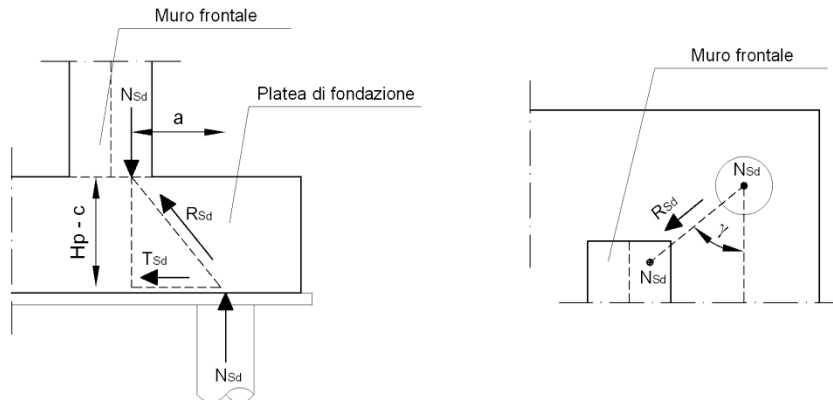


Schematizzato il modello, si risolve la mensola incastrata calcolando il momento massimo positivo, il momento massimo negativo ed il taglio massimo; con queste azioni vengono effettuate le verifiche a flessione e a taglio.

Per quanto riguarda la mensola a valle, nella sezione longitudinale, se la distanza tra asse 1° palo e estradosso muro frontale è confrontabile con lo spessore della platea è possibile considerare la mensola tozza e quindi adoperare un modello Biella-Tirante (Struct and Ties) al fine di calcolare l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali.

Il modello Struct and Ties si traduce nella verifica di resistenza della biella di calcestruzzo compresso e nel calcolo del tiro che deve essere assorbito dall'armatura disposta nell'intradosso inferiore della zattera. La determinazione dello sforzo di compressione sulla biella e di trazione sul tirante avviene esclusivamente mediante un'equazione di equilibrio.

Figura 13.29: Schema modello Biella-Tirante per la spalla



Così definita la geometria delle bielle e tiranti, si calcola la compressione C_{Ed} sulla biella di calcestruzzo e la trazione T_{Ed} del tirante come segue:

$$T_{Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{a}{(H_p - c)} ; \quad C_{Ed} = \sqrt{N_{Ed}^2 + T_{Ed}^2}$$

Con il tiro T si dimensiona l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali come segue:

$$A_s = \frac{T_{Ed}}{f_{yd}}$$

da proiettare lungo i due assi di orditura dell'armatura nella zattera secondo l'angolo γ .

Con lo sforzo di compressione si verifica la biella di calcestruzzo la cui area resistente si determina come proiezione sull'ortogonale all'asse di compressione, una volta che sia valutata l'area resistente della biella come:

$$A_{Cd} = \pi \cdot \frac{\left(\varnothing_{palo}^2 \cdot \sin \left(\arctg \left(\frac{H_p - c}{a} \right) \right) \right)}{4}$$

La forza massima assorbibile dalla biella è:

$$C_{Rd} = A_{Cd} \cdot f_{cd}$$

per cui deve essere soddisfatta la verifica $C_{Rd} \geq C_{Ed}$.

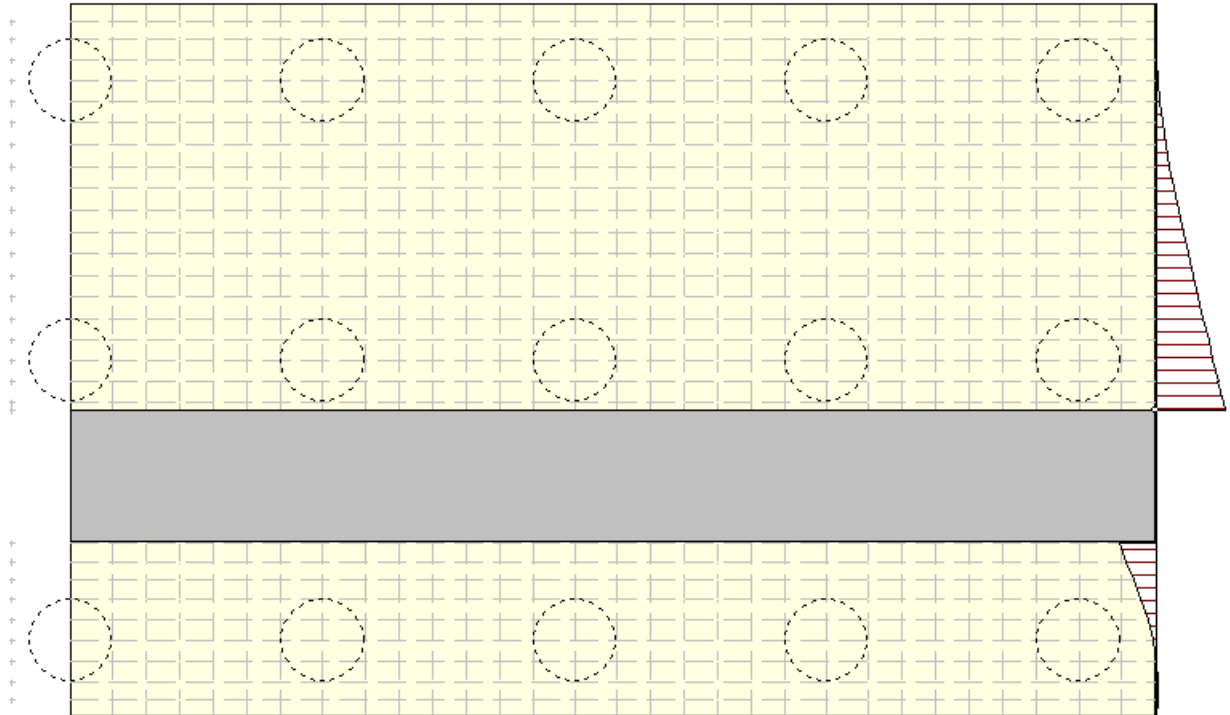
In allegato si riportano i dettagli di calcolo della platea di fondazione

Verifica SLU a flessione nella platea di fondazione

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2 con sisma verticale negativo. Di seguito si riportano le sollecitazioni sul paramento.

Figura 13.30 – Sollecitazioni sulla platea di fondazione. Combinazione 2.

RELAZIONE DI CALCOLO



RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione n° 2

Dimensioni della piastra (Simmetria)
Larghezza(m) = 17.30 Altezza(m) = 13.00

Origine dell'attacco con il muro sull'asse di simmetria
Ascissa X positiva verso destra
Ordinate Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero
I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{min}	M _{max}	T _{min}	T _{max}
1	0.00	-0.9652	4.6813	-299.7841	72.4380
2	0.25	-125.9834	42.5312	-401.5693	287.0480
3	0.50	-137.8527	73.5310	-415.2485	526.8176
4	0.80	-144.3545	242.4848	0.0000	1032.3894
5	1.10	0.0000	520.4622	0.0000	1833.7226
6	1.40	0.0000	906.2481	0.0000	2622.9859
7	1.70	0.0000	1541.2394	0.0000	3733.1433
8	2.05	0.0000	2562.0469	0.0000	3604.9841
9	2.40	0.0000	3731.1687	0.0000	3581.1281
10	4.90	-12392.8382	0.0000	-2698.5187	0.0000
11	5.30	-11378.7915	0.0000	-2602.7948	0.0000
12	5.64	-10497.1029	0.0000	-2461.7373	0.0000
13	5.99	-9690.6392	0.0000	-2327.6702	0.0000
14	6.33	-8929.9038	0.0000	-2220.2504	0.0000
15	6.67	-8212.1808	0.0000	-2118.6915	0.0000
16	7.01	-7537.6185	0.0000	-2027.4418	0.0000
17	7.36	-6906.4251	0.0000	-1950.6379	0.0000
18	7.70	-6306.5919	0.0000	-1883.8598	0.0000
19	8.00	-5801.6149	0.0000	-1838.3547	0.0000
20	8.30	-5280.2154	0.0000	-1848.7874	0.0000
21	8.60	-4740.4749	0.0000	-1938.1311	0.0000
22	8.90	-4182.4183	0.0000	-2050.6387	0.0000
23	9.24	-3568.0390	0.0000	-1841.7815	0.0000
24	9.59	-2984.6663	0.0000	-1676.4881	0.0000
25	9.93	-2443.0617	0.0000	-1539.0074	0.0000
26	10.27	-1944.8658	0.0000	-1418.0090	0.0000
27	10.61	-1502.2250	0.0000	-1316.9624	0.0000
28	10.96	-1106.3615	0.0000	-1240.0315	0.0000
29	11.30	-748.0504	0.0000	-1199.4614	0.0000
30	11.60	-497.2147	0.0000	-914.9150	0.0000
31	11.90	-296.1166	0.0000	-657.6499	0.0000
32	12.20	-147.6643	0.0000	-441.0085	0.0000
33	12.50	-51.5268	6.6997	-277.4890	0.0000
34	12.75	-19.3688	27.7895	-143.6881	28.4098
35	13.00	0.0000	2.2345	-28.5127	65.2669

Di seguito si riportano le armature sulla platea di fondazione.

Armatura zattera di fondazione	
Armatura longitudinale lembo superiore	2φ26/10
Armatura longitudinale lembo inferiore	2φ26/10
Armatura trasversale (cavallotto)	1φ20/100x100
Armatura trasversale (spilli)	6φ12/mq

Figura 13.31 – Dominio di resistenza.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: zattera pressoflessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	280	1	106.19	7.5
			2	106.19	272.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Materiali

B450C 32/40
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{cl} N/mm²

Tipo Sezione
 Rettang. re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

Verifica SLU a taglio

Di seguito si riportano le sollecitazioni a taglio.

Figura 13.32 – Sollecitazione di Taglio.

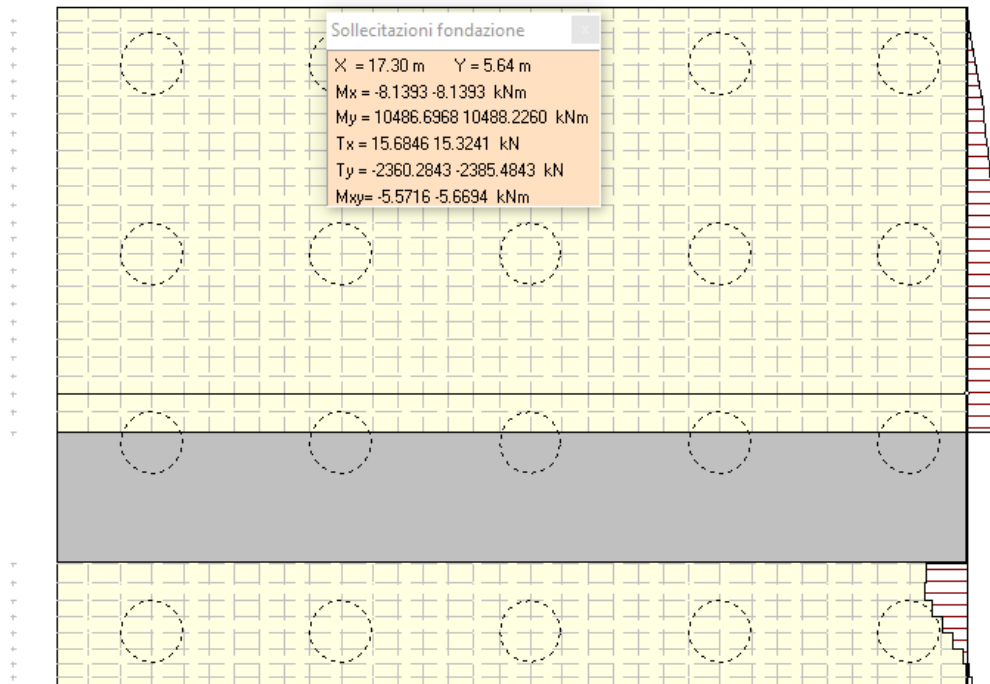


Figura 13.33 – Verifica a taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

Per la verifica a taglio è stata considerata un'area di armatura complessiva pari a 992.24 mm²/mq data dalla somma degli spilli e dei cavallotti.

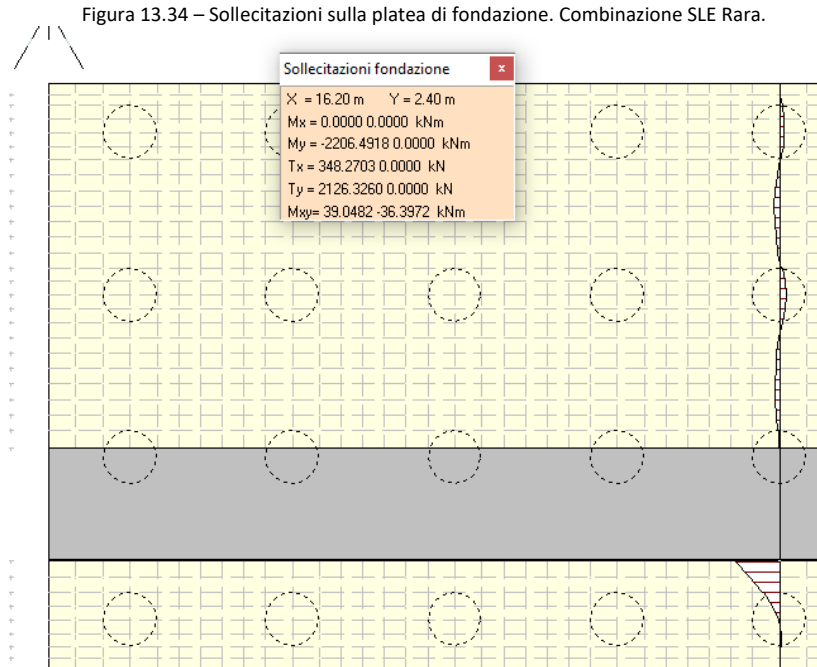
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1.5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0.85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3.10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctm,0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4.03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{td} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$	1.45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2.60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{tdk} = 1.3 f_{ctm}$	4.83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_1 = f_{ctm} / 1.2$	2.58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19.92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14.94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1.15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	7.5	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio			
Taglio agente		$V_{Ed} =$	2327.7 kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2800	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2725	mm
n° ferri zona tesa		20	
diámetro ferri zona tesa		26	mm
Armatura totale longitudinale	A_l	10613.2	mm ²
	k	1.271	
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0.004	< 0.02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	0	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0	Mpa < 0.2 x $f_{cd} = 3.7627$ Mpa
Resistenza unitaria a taglio	V_{min}	0.289	
Taglio resistente	V_{Rd}	966.7	kN
Esito della verifica Non soddisfatta, occorre armatura specifica a taglio			

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
Taglio agente		$V_{Ed} =$	2327.7 kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2800	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2725	mm
Diámetro delle staffe	d_w	-	mm
Numero di braccia	n_w	-	
Area totale staffe	A_{sw}	992.24	mm ²
Passo delle staffe	s	1000	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rd,t}$	2380.6	kN
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rd,c}$	7955.1	kN
Resistenza a taglio della sezione	V_{Rd}	2380.6	kN
Esito della verifica soddisfatta			

Verifica SLE per tensioni

Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** si riportano le sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione.



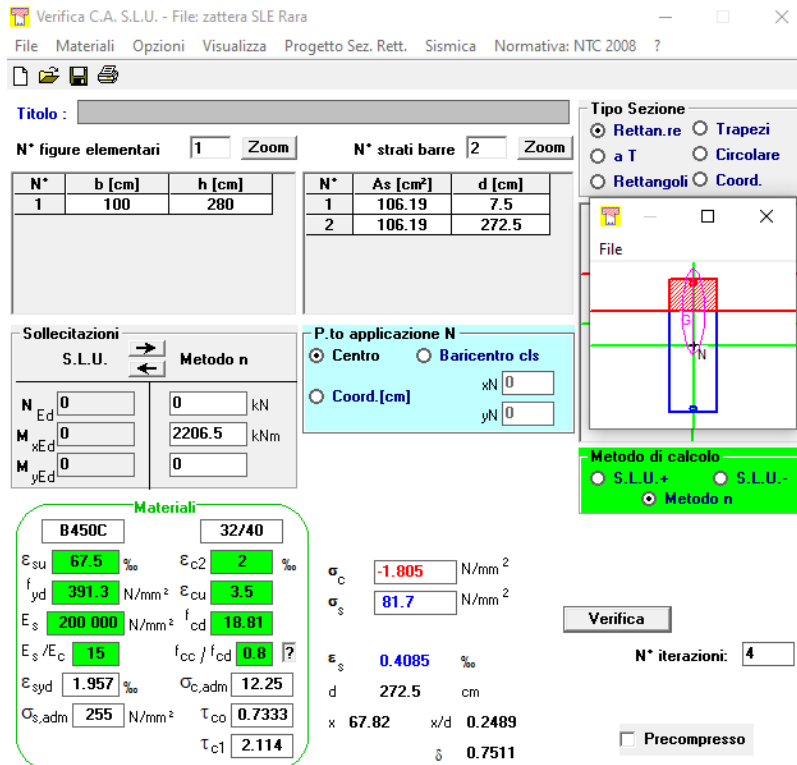
Combinazione n° 5
Dimensioni della piastra(Simmetria)
Larghezza(m) = 17.50, Altezza(m) = 13.00
Origine dell'attacco con il muro sull'asse di simmetria
Asciende X positiva verso destra
Ordinate Y positive dall'attacco con il muro verso l'esterno libero
I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{max}	M _{min}	T _{max}	T _{min}
1	0.00	-0.4537	3.0077	-185.0998	43.6719
2	0.25	-77.8780	25.3405	-253.0635	168.8112
3	0.50	-87.6014	41.8107	-266.8463	308.8905
4	0.80	-96.6233	140.0645	0.0000	609.4960
5	1.10	0.0000	302.5707	0.0000	1092.2903
6	1.40	0.0000	528.6487	0.0000	1566.6845
7	1.70	0.0000	904.8571	0.0000	2238.5297
8	2.05	0.0000	1512.1127	0.0000	2150.1727
9	2.40	0.0000	2206.4918	0.0000	2126.3260
10	4.90	-1187.5869	584.8383	-836.5112	290.5694
11	5.30	-901.0272	329.1387	-706.9963	364.4357
12	5.64	-676.0387	290.6170	-572.2792	86.3821
13	5.99	-511.8006	279.1208	-460.7721	57.1740
14	6.33	-388.7507	256.7318	-361.1306	120.7258
15	6.67	-306.1070	212.0460	-275.7409	206.1848
16	7.01	-260.7212	152.1433	-214.3225	357.2979
17	7.36	-241.7573	57.0999	-186.4207	576.8939
18	7.70	-296.1192	0.0000	-182.9188	861.0765
19	8.00	-372.7034	0.0000	-204.7090	393.5600
20	8.30	-357.1506	0.0000	-265.3734	153.3830
21	8.60	-274.0782	0.0000	-535.0858	0.0000
22	8.90	-127.7820	34.0262	-928.2214	0.0000
23	9.24	0.0000	178.2378	-626.8351	0.0000
24	9.59	0.0000	275.0620	-373.4490	0.0000
25	9.93	0.0000	329.8001	-189.2380	0.0000
26	10.27	0.0000	344.6857	-42.6087	99.9737
27	10.61	0.0000	320.3670	0.0000	280.9545
28	10.96	0.0000	249.4747	0.0000	516.1485
29	11.30	-73.8400	114.2293	0.0000	806.3296
30	11.60	-180.2512	57.3507	0.0000	459.1673
31	11.90	-232.9882	14.6501	-17.7799	220.5449
32	12.20	-219.2634	0.0000	-211.8950	105.3832
33	12.50	-162.9995	0.0000	-555.1219	73.1606
34	12.75	-101.8106	18.6633	-320.6145	14.4518
35	13.00	0.0000	4.9126	-242.8685	16.0231

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.35 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.

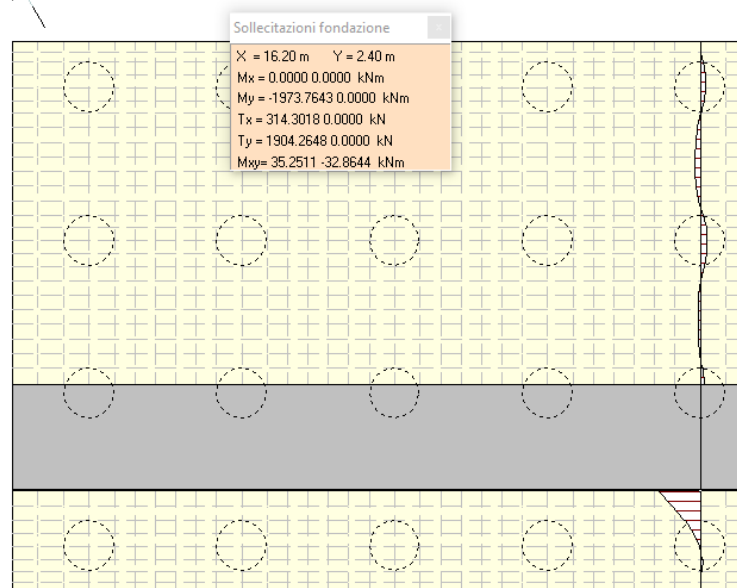


$$\sigma_{c,min} = -1.8 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 81.7 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

Figura 13.36 – Sollecitazioni sulla platea di fondazione. Combinazione SLE quasi permanente.



RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione n° 3
Dimensioni della piastra (Simmetria)
Larghezza(m) = 17.50 Altezza(m) = 13.00
Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria
Asse X positiva verso destra
Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'esterno libero
I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{max}	M _{min}	T _{max}	T _{min}
1	0.00	-0.3757	2.7522	-167.5898	39.2646
2	0.25	-70.5351	22.7165	-230.3897	150.7598
3	0.50	-79.9310	36.9689	-245.7130	275.6228
4	0.80	-89.3376	124.4310	0.0000	544.9354
5	1.10	0.0000	269.3116	0.0000	979.1130
6	1.40	0.0000	471.0118	0.0000	1405.4418
7	1.70	0.0000	807.7193	0.0000	2010.3880
8	2.05	0.0000	1351.8502	0.0000	1928.1089
9	2.40	0.0000	1973.7643	0.0000	1904.2648
10	4.90	-1356.6124	377.5457	-882.2615	220.1654
11	5.30	-1049.4956	152.9854	-751.2160	285.8650
12	5.64	-810.3742	136.9680	-617.6956	0.5283
13	5.99	-629.7526	146.1784	-506.7693	4.5290
14	6.33	-490.3377	143.8344	-406.3981	43.0022
15	6.67	-391.3579	118.3577	-319.7431	146.0071
16	7.01	-329.7829	76.9129	-256.1190	296.5295
17	7.36	-295.2299	0.8679	-224.5386	511.5083
18	7.70	-332.4981	0.0000	-216.0343	786.1107
19	8.00	-394.3675	0.0000	-232.4389	338.4213
20	8.30	-369.3082	0.0000	-286.1762	114.2553
21	8.60	-280.8845	0.0000	-547.3738	0.0000
22	8.90	-128.5219	23.9612	-914.0969	0.0000
23	9.24	0.0000	169.5884	-618.3570	0.0000
24	9.59	0.0000	266.4960	-370.5343	0.0000
25	9.93	0.0000	322.5231	-188.8597	0.0000
26	10.27	0.0000	338.7712	-44.2778	98.7051
27	10.61	0.0000	315.7252	0.0000	279.5328
28	10.96	0.0000	246.0339	0.0000	514.0044
29	11.30	-74.0935	112.3608	0.0000	803.3114
30	11.60	-180.1450	56.0868	0.0000	457.1158
31	11.90	-232.5340	13.8847	-18.2264	219.4906
32	12.20	-218.7070	0.0000	-211.6118	104.1783
33	12.50	-162.4654	0.0000	-553.6628	72.3280
34	12.75	-101.4435	18.5009	-319.7095	12.2142
35	13.00	0.0000	4.9005	-241.9529	15.9921

Figura 13.37 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: zattera SLE QP

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	280	1	106.19	7.5
			2	106.19	272.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C 32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

σ_c -1.614 N/mm²
σ_s 73.08 N/mm²
ε_s 0.3654 ‰
d 272.5 cm
x 67.82 x/d 0.2489
δ 0.7511

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$\sigma_{c,min} = -1.61 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$

Verifiche SLE per fessurazione

Le verifiche sono state condotte per le combinazioni quasi permanente e frequente Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

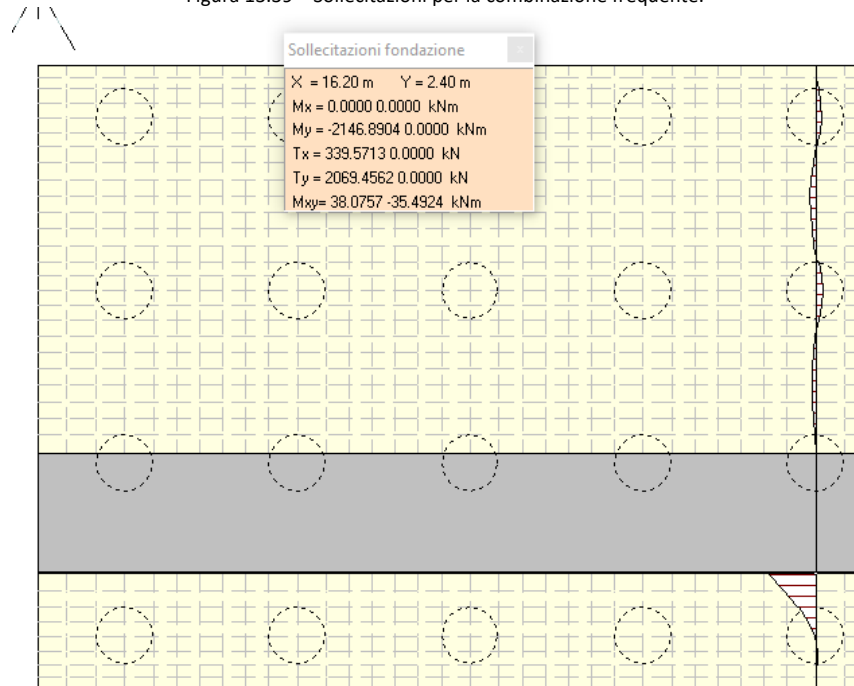
Figura 13.38 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	73.1 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	678 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	20 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2725 mm	Altezza utile della sezione
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	10619 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5.66 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	220.8 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.047 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Con riferimento alla combinazione frequente, si riportano le sollecitazioni sul muro.

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.39 – Sollecitazioni per la combinazione frequente.



Combinazione n° 4
Dimensioni della piastra(Simmetria)
Larghezza(m) = 17.30 Altezza(m) = 13.00
Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria
Ascissa X positiva verso destra
Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero
I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{max}	M _{min}	T _{max}	T _{min}
1	0.00	-0.4338	2.9423	-180.6157	42.5440
2	0.25	-75.9975	24.6685	-247.2570	164.1884
3	0.50	-85.6370	40.5707	-261.0463	300.3708
4	0.80	-94.7575	136.0607	0.0000	592.9625
5	1.10	0.0000	294.0530	0.0000	1063.3058
6	1.40	0.0000	513.8879	0.0000	1525.3906
7	1.70	0.0000	879.9801	0.0000	2180.1029
8	2.05	0.0000	1471.0695	0.0000	2093.3023
9	2.40	0.0000	2146.8904	0.0000	2069.4562
10	4.90	-1238.7582	522.5812	-849.6196	270.4085
11	5.30	-946.3801	275.7994	-719.7197	342.1837
12	5.64	-717.2873	243.6927	-585.3088	62.1526
13	5.99	-548.3692	238.1070	-473.9482	19.4899
14	6.33	-420.6428	221.4385	-374.1164	102.4728
15	6.67	-333.3293	182.2516	-288.3971	189.1968
16	7.01	-283.3127	127.6390	-226.4040	340.0460
17	7.36	-259.8787	38.0136	-197.5268	558.4110
18	7.70	-309.3693	0.0000	-192.6627	839.9897
19	8.00	-381.7535	0.0000	-212.9933	375.4831
20	8.30	-363.4006	0.0000	-271.8227	141.9873
21	8.60	-278.6451	0.0000	-539.4935	0.0000
22	8.90	-130.5810	28.7788	-925.3184	0.0000
23	9.24	0.0000	173.6401	-625.3678	0.0000
24	9.59	0.0000	270.7927	-373.4773	0.0000
25	9.93	0.0000	326.1582	-189.9444	0.0000
26	10.27	0.0000	341.6892	-43.7111	98.7772
27	10.61	0.0000	317.9930	0.0000	279.5596
28	10.96	0.0000	247.7117	0.0000	514.4645
29	11.30	-74.3017	113.1920	0.0000	804.2410
30	11.60	-180.3705	56.6676	0.0000	457.6869
31	11.90	-232.8489	14.2529	-18.2833	219.6688
32	12.20	-219.0190	0.0000	-211.8776	104.7133
33	12.50	-162.7517	0.0000	-554.4320	72.6885
34	12.75	-101.6318	18.5970	-320.1695	13.3090
35	13.00	0.0000	4.9067	-242.4249	16.0041

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.40 - Verifica a fessurazione. Combinazione frequente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: zattera SLE freq

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	280

N°	As [cm²]	d [cm]
1	106.19	7.5
2	106.19	272.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} 2146.9 kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18.81
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

σ_c -1.756 N/mm²
σ_s 79.49 N/mm²

ε_s 0.3974 ‰
d 272.5 cm
x 67.82 x/d 0.2489
δ 0.7511

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	79.5 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	679 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	20 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2800 mm	Altezza sezione
k_t	0.6	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2725 mm	Altezza utile della sezione
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	10619 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5.66 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	220.8 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.051 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

13.1.2.3 Palo di fondazione

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione sono state eseguite agli Stati Limite Ultimi con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti.

La verifica a flessione e taglio viene condotta su ciascun palo della palificata per tutte le combinazioni di calcolo previste; l'armatura necessaria da disporre viene valutata dall'involuppo delle sollecitazioni taglianti e di momento lungo il fusto del palo.

Nei tabulati di verifica in allegato si riporta una tabella che, per ciascun concio in cui è stato schematizzato il palo, vengono riportate le sollecitazioni relative alla combinazione più gravosa e l'armatura necessaria al soddisfacimento delle verifiche e quella effettivamente disposta in progetto.

Il muro viene suddiviso in 22 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo allo SLE.

Verifica SLU a presso-flessione dei pali di fondazione

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2 con sisma verticale negativo. I valori delle sollecitazioni nella sezione più caricata sono:

$$N = -1355.9 \text{ kN}$$

$$M = 1041.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Di seguito si riporta la distribuzione delle sollecitazioni nei pali.

L'armatura è riportata nella tabella seguente.

Tabella 13.2 – Tabella delle armature dei pali

Armatura pali	
Armatura longitudinale	30 ϕ 26
Spirale zona critica	ϕ 12/6
Spirale fuori zona critica	ϕ 12/20

Figura 13.41 – Dominio di resistenza nella sezione più sollecitata.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica SLU a taglio

Il valore della sollecitazione di taglio è pari a:

$$T = 1100.5 \text{ kN}$$

Figura 13.42 – Verifica a taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1.5		coefficiente parziale SLU
Q_{cc}	0.85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3.10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4.03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{td} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1.45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{tm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{tk} = 0.7 f_{ctm}$	2.60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{tk} = 1.3 f_{ctm}$	4.83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_1 = f_{ctm} / 1.2$	2.58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19.92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazioni rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14.94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazioni quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1.15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	6.7	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 1100.5 \text{ kN}$			
Larghezza minima della sezione	b_w	1200	mm
Altezza della sezione	h	960	mm
Copriferro della sezione	δ	67	mm
Altezza utile della sezione	d	893	mm
n° ferri zona tesa		23	
diametro ferri zona tesa		26	mm
Armatura totale longitudinale	A_l	12205.2	mm ²
	k	1.473	
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0.011	< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	0	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0	Mpa < $0,2 \times f_{cd} = 3.7627 \text{ Mpa}$
Resistenza unitaria a taglio	v_{min}	0.361	
Taglio resistente	V_{Rd}	620.7	kN

Esito della verifica Non soddisfatta, occorre armatura specifica a taglio

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 1100.5 \text{ kN}$			
Larghezza minima della sezione	b_w	1200	mm
Altezza della sezione	h	960	mm
Copriferro della sezione	δ	67	mm
Altezza utile della sezione	d	893	mm
Diametro delle staffe	d_w	12	mm
Numero di braccia	n_w	2	
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²
Passo delle staffe	s	60	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg $\cot(\theta) = 2.5$
Coef. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	V_{Rsd}	2962.5	kN $V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione"	V_{Rcd}	3128.3	kN $V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
Resistenza a taglio della sezione	V_{Rd}	2962.5	kN $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$

Esito della verifica soddisfatta

Verifica SLE per tensioni

Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** il massimo momento flettente è pari a $M = 840.6$ kN·m.

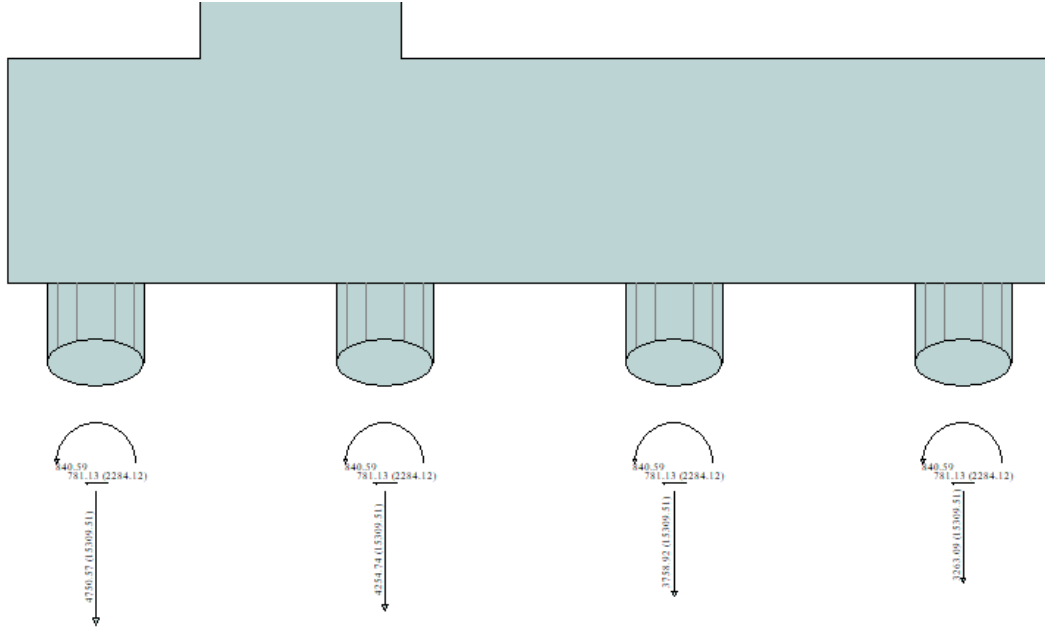


Figura 13.43 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali SLE Rara SP1

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: 30
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 6.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione:

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{Ed}	0	840.6	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm] xN: 0, yN: 0

Metodo di calcolo

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c : -5.823 N/mm²

σ_s : 167.5 N/mm²

ϵ_s : 0.8377 ‰

d: 113.3 cm

x: 38.83 x/d: 0.3427

δ : 0.8683

Vertici: 50

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

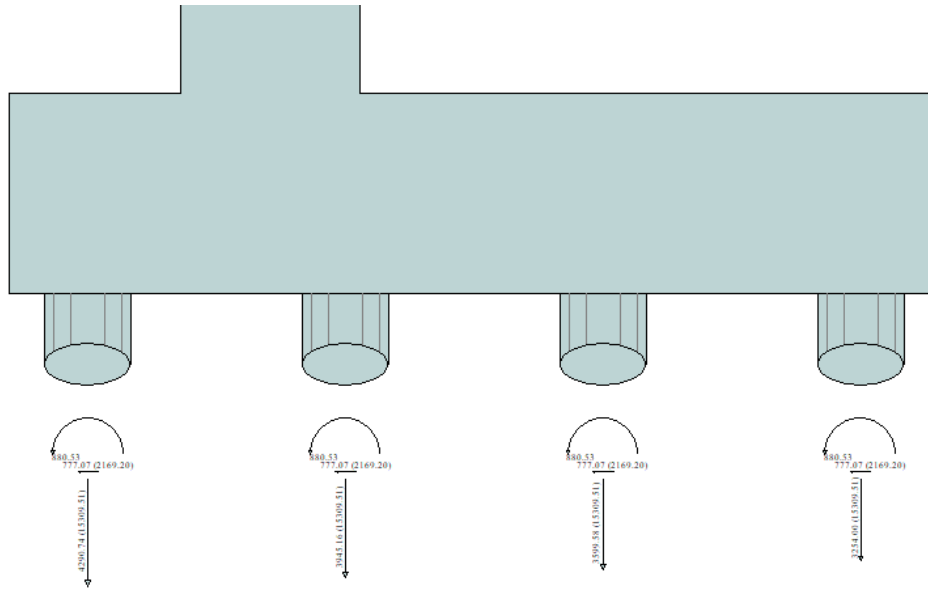
RELAZIONE DI CALCOLO

$$\sigma_{c,min} = -5.8 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 167.5 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** il massimo momento flettente è pari a $M = 880.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Figura 13.44 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali SLE QP SP1

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: 30
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 6.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

- Rettan.re
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Collecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{cc}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

σ_c : -6.099 N/mm²
 σ_s : 175.5 N/mm²

ϵ_s : 0.8774 ‰
d: 113.3 cm
x: 38.83 x/d: 0.3427
 δ : 0.8683

Vertici: 50
N° iterazioni: 4
Precompresso

Verifica

$$\sigma_{c,min} = -6.1 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** il massimo momento flettente è pari a $M = 880.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Figura 13.45 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente.

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>		
σ_s	175.5 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	19	Numero ferri longitudinali
c	67 mm	Copriferro
D	1200 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	176 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	28202 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	1.88 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.05 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	377.6 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.193 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

Con riferimento alla combinazione caratteristica **frequente** il massimo momento flettente è pari a $M = 851.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Figura 13.46 – Sollecitazioni nei pali di fondazione. Combinazione frequente.

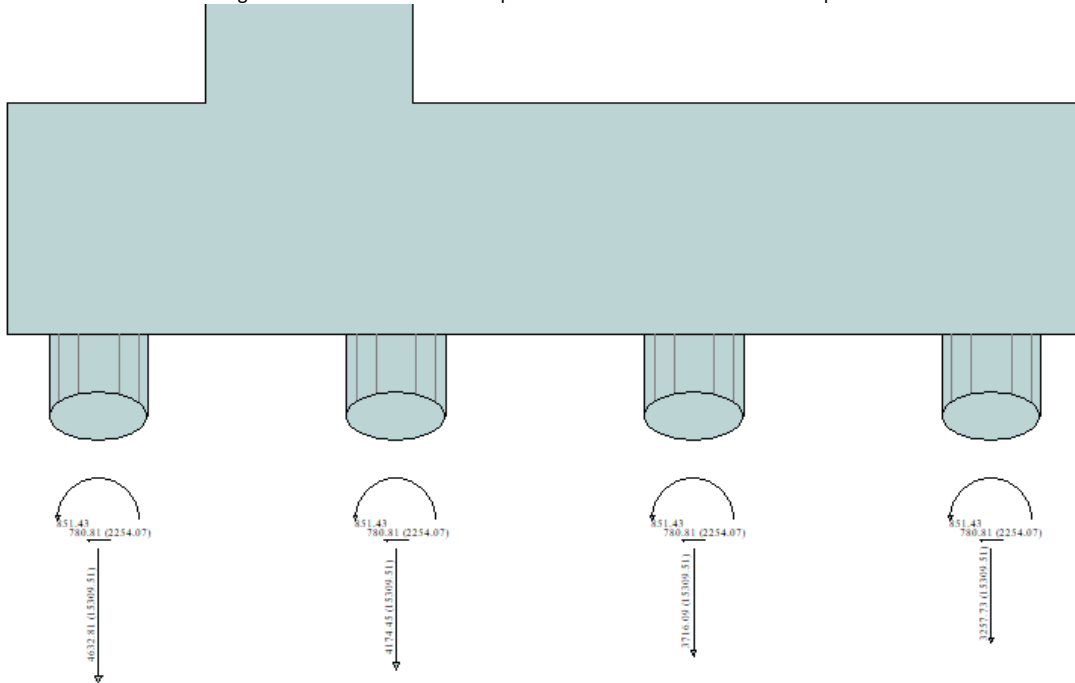


Figura 13.47 - Verifica a fessurazione. Combinazione frequente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pali SLE freq SP1

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: 30
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 6.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

- Rettan.re
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

File

Metodo di calcolo

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{Ed}	0	851.4	kNm
x _{Ed}	0		
y _{Ed}	0		

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN: 0, yN: 0

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

P.t. applic. N

σ_c -5.897 N/mm²

σ_s 169.7 N/mm²

ϵ_s 0.8484 ‰

d 113.3 cm

x 38.83 x/d 0.3427

δ 0.8683

Vertici: 50

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>		
σ_s	169.7 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	19	Numero ferri longitudinali
c	67 mm	Copriferro
D	1200 mm	Diametro
k_t	0.6	$k_1=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	176 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	28202 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	1.88 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.05 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	377.6 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.187 mm	Valore di calcolo apertura fessure

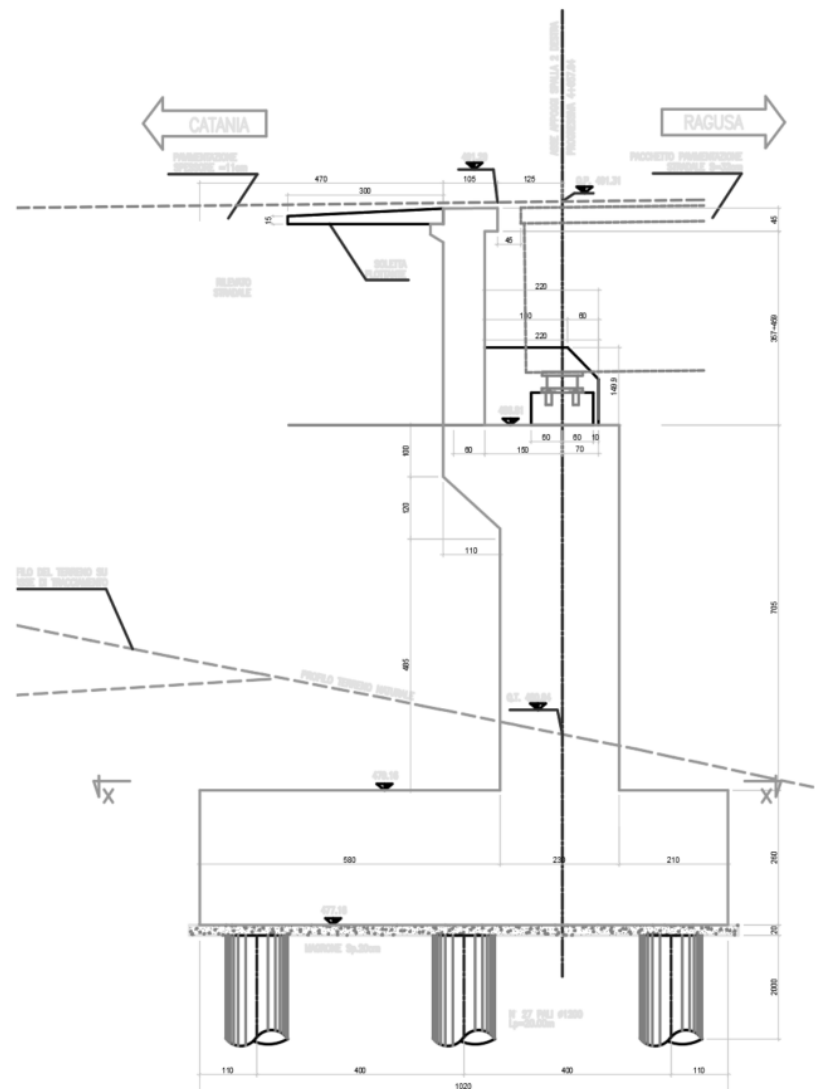
Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

13.2 SPALLA SP2

Nella seguito si descrive e si riportano i risultati dei calcoli della spalla Sp2.

Figura 13.48: Sezione longitudinale spalla Sp2 DX

SPALLA Sp2Dx - (SEZIONE Z-Z)

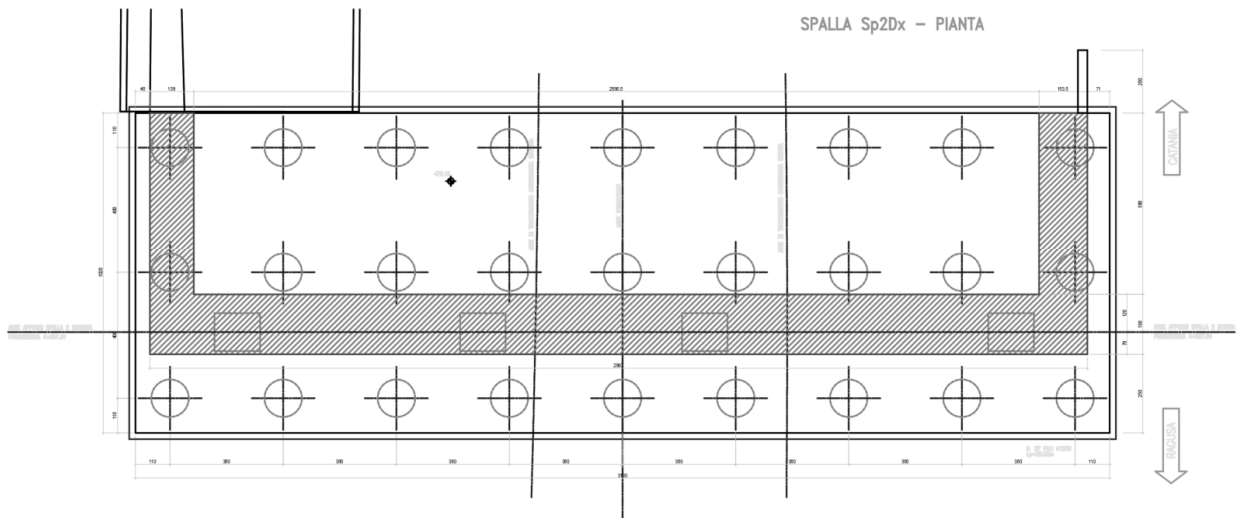


13.2.1 Verifica geotecnica della spalla

Il calcolo della palificata di pali di fondazione della spalla viene condotto considerando applicati nel baricentro della platea di fondazione le azioni dovute alle spinte sulla spalla, ai relativi pesi propri, permanenti, accidentali e ai carichi trasmessi dall'impalcato.

Figura 13.49: Pianta fondazioni spalla Sp2

RELAZIONE DI CALCOLO



I carichi trasmessi dall'impalcato SP2 Sx rappresentano gli scarichi sui due appoggi di sinistra mentre i carichi SP2 Dx rappresentano gli scarichi sui due appoggi di destra.

Tali carichi sono stati sommati, trasformati in carichi a metro lineare e applicati sulla spalla come carichi concentrati.

Nella tabella seguente si riportano i valori degli scarichi utilizzati nelle analisi

Figura 13.50 – Valori degli scarichi utilizzati nelle analisi

RELAZIONE DI CALCOLO

VALLONE DELLE COSTE SP2 - SLU					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
01 SLU G1 Max Carico	F1	4297.007	5257.493	19109.00	646.01
	F3	97.383	115.168	425.10	14.37
	M2	3.3017	139.7521	286.11	9.67
VALLONE DELLE COSTE - SLE_RARA					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
09 SLE G1 Max car	F1	3111.009	3831.004	13884.03	469.37
	F3	90.242	103.865	388.21	13.12
	M2	2.4101	102.6325	210.09	7.10
VALLONE DELLE COSTE - SLE_FREQ					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
15 SLE G1 Max carico (Freq)	F1	2519.283	3206.309	11451.18	387.13
	F3	123.313	133.208	513.04	17.34
	M2	1.2836	58.9147	120.40	4.07
VALLONE DELLE COSTE - SLE_Q.P.					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
19 SLE Quasi Perm	F1	1090.752	1195.318	4572.14	154.57
	F3	101.173	106.217	414.78	14.02
	M2	0.6167	26.1748	53.58	1.81
VALLONE DELLE COSTE - SLV					
		Sx	Dx	TOT	TOT/m
29 SLV - 1+0,3	F1	1343.669	1567.587	5822.51	196.84
	F3	662.817	696.004	2717.64	91.87
	M2	8.9167	371.3315	760.50	25.71

Di seguito si riportano i risultati principali per ogni combinazione di carico considerata.

RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	1081.1857	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	990.9939	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	432.3120	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.80	[m]	Y = -8.45	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.57	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.21	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1499.9960	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.90	[m]	Y = -5.82	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14.37	[kN]
Componente dir. Y	646.01	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	1005.3639	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3910.3765	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3910.3765	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	1005.3639	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.56	[m]
Lunghezza fondazione reagente	10.60	[m]
Risultante in fondazione	4037.5488	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14.42	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	2172.7915	[kNm]

Combinazione n° 2

- Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
- W peso della striscia espresso in [kN]
 - α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo anticario)
 - ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 - c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 - b larghezza della striscia espressa in [m]
 - u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -7.37 Y[m]= 6.14

Raggio del cerchio R[m]= 24.27

Ascissa a valle del cerchio X_v [m]= -23.90

Ascissa a monte del cerchio X_s [m]= 16.11

Larghezza della striscia dx[m]= 1.60

Coefficiente di sicurezza C= 2.88

Le strisce sono numerate da monte verso valle

$\Sigma W = 7778.0426$ [kN]

$\Sigma W \sin \alpha = 2457.2007$ [kN]

$\Sigma W \tan \alpha = 3698.2011$ [kN]

$\Sigma \tan \alpha \tan \theta = 4.09$

RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	776.7380	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	711.9149	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	310.6432	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.80	[m]	Y = -8.53	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.57	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.21	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1383.9960	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.90	[m]	Y = -5.82	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	14.02	[kN]
Componente dir. Y	154.57	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	725.9349	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3181.2676	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3181.2676	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	725.9349	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.18	[m]
Lunghezza fondazione reagente	10.60	[m]
Risultante in fondazione	3263.0423	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	576.8722	[kNm]

COMBINAZIONE n° 4

Valore della spinta statica	776.7380	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	711.9149	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	310.6432	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.80	[m]	Y = -8.53	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.57	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.21	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1383.9960	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.90	[m]	Y = -5.82	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	17.34	[kN]
Componente dir. Y	387.13	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	729.2549	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3413.8276	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3413.8276	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	729.2549	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.29	[m]
Lunghezza fondazione reagente	10.60	[m]
Risultante in fondazione	3490.8497	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12.06	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1006.5222	[kNm]

RELAZIONE DI CALCOLO

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	776.7380	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	711.9149	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	310.6432	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 5.80	[m]	Y = -8.53	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	23.57	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	55.21	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	1383.9960	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 2.90	[m]	Y = -5.82	[m]
Risultanti carichi esterni				
Componente dir. X	13.12	[kN]		
Componente dir. Y	469.37	[kN]		
Risultanti				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	725.0349	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3496.0676	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3496.0676	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	725.0349	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.32	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	10.60	[m]		
Risultante in fondazione	3570.4572	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	11.72	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1108.6372	[kNm]		

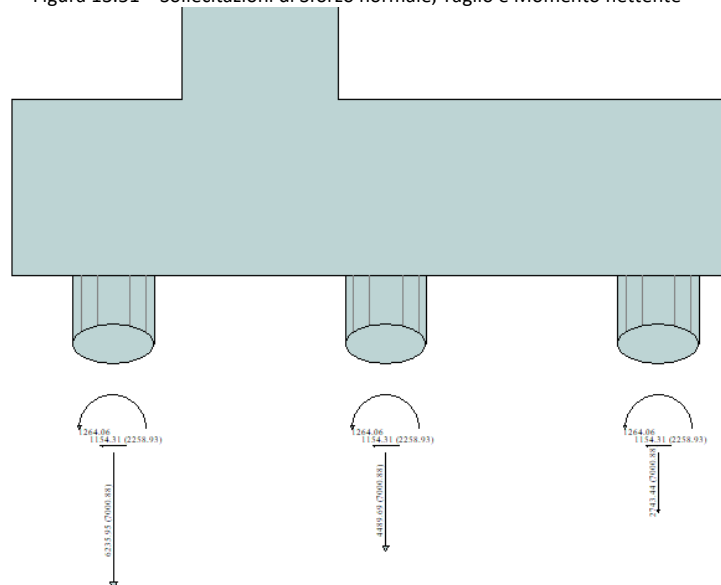
Carico limite verticale

Le verifiche della spalla sono state condotte in tutte le combinazioni previste e quella più gravosa è risultata la combinazione n°1 con azione massima di compressione pari a $Q_{Ed} = 6235.95\text{kN}$.

Il palo in progetto di lunghezza pari a 30 m ha una capacità portante pari a $Q_{Rd} = 7000.87\text{kN}$, superiore all'azione agente, per cui la verifica a capacità portante risulta soddisfatta.

In allegato si riportano i dettagli di calcolo geotecnici e strutturali della palificata di pali di fondazione di entrambe le spalle.

Figura 13.51 – Sollecitazioni di Sforzo normale, Taglio e Momento flettente



Carico limite orizzontale

Le verifiche di capacità portante orizzontale dei pali di fondazione sono state condotte utilizzando il codice di calcolo MAX versione 10.10g della AZTEC informatica. In particolare, il codice di calcolo schematizza il terreno come un mezzo alla Winkler, ossia un letto di molle elastiche indipendenti fra loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K, che rappresenta la pressione che bisogna applicare per ottenere un abbassamento unitario.

Il palo è discretizzato in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha più un incremento di resistenza.

Il problema così formulato è non lineare e può essere risolto tramite l'utilizzo di una procedura iterativa.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare, risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno.

Nel caso specifico, la pressione limite è calcolata utilizzando la teoria di Brinch Hansen.

Pertanto, il soddisfacimento delle verifiche strutturali a presso-flessione dei pali implica anche il superamento della verifica a carico limite orizzontale.

13.2.2 Verifiche strutturali della spalla

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sulla spalla.

Le verifiche allo SLU sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti la spalla:

- muro frontale;
- paraghiaia;
- muro di risvolto;
- platea di fondazione
- palo di fondazione.

Le verifiche strutturali dei singoli elementi costituenti la spalla, sono state condotte mediante un modello piano, facendo riferimento alla maggiore sezione della spalla e riconducendo i carichi agenti sull'opera per metro lineare di struttura.

13.2.2.1 Muro frontale

Il muro frontale viene calcolato per unità di lunghezza, dividendo per la lunghezza dello stesso, considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni trasmesse dall'impalcato ad intradosso travi (Tabella 6.4).

Il muro viene suddiviso in 10 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie. Le azioni scaricate dall'impalcato, vengono ottenute mediante le combinazioni descritte in precedenza, riconducendo le azioni elementari a metro lineare di opera.

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2.

In allegato si riportano i dettagli di calcolo del muro frontale.

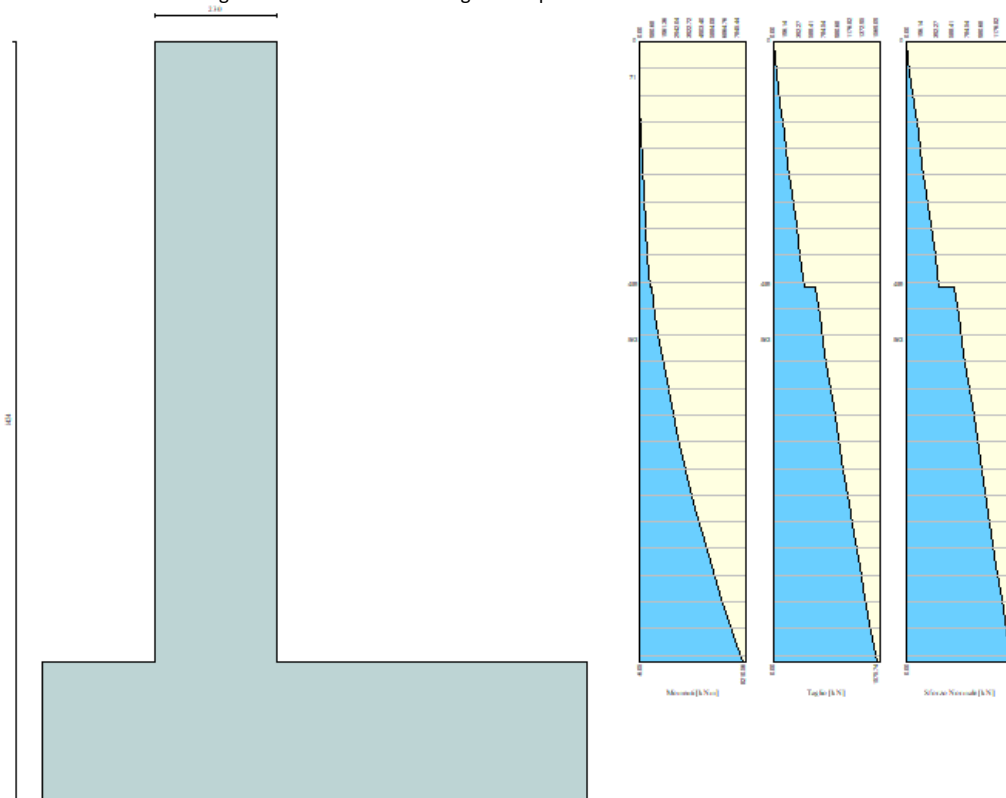
Il muro viene suddiviso in 22 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo allo SLE.

Verifica SLU a pressoflessione nel muro

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2 con sisma verticale negativo.

Di seguito si riportano le sollecitazioni sul paramento.

Figura 13.52 – Sollecitazioni agenti sul paramento. Combinazione sismica 2.



RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.53 – Sollecitazioni sul paramento verticale. Combinazione 2.

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.57	51.3166	-6.0534	55.1723
3	1.15	103.2924	19.2288	111.8728
4	1.72	155.9227	76.7261	170.0906
5	2.29	209.2063	167.3089	229.8228
6	2.87	263.1432	291.8464	291.0696
7	3.44	317.7333	451.2074	353.8308
8	4.02	372.9767	646.2607	418.1064
9	4.59	428.8735	877.8755	483.8966
10	4.59	625.7135	913.4275	643.9711
11	5.11	676.9380	1238.8942	704.9062
12	5.63	728.6991	1595.7535	767.0854
13	5.63	728.6991	1595.7535	767.0854
14	6.23	789.1916	2048.1566	840.4998
15	6.83	850.4009	2544.3569	915.5760
16	7.43	912.3269	3085.3530	992.3140
17	8.03	974.9698	3672.1436	1070.7137
18	8.63	1038.3295	4305.7275	1150.7752
19	9.24	1102.4056	4987.1037	1232.4975
20	9.84	1167.1961	5717.2714	1315.8761
21	10.44	1232.7023	6497.2246	1400.9137
22	11.04	1298.9280	7327.9590	1487.6192
23	11.64	1365.7641	8210.5632	1575.7400

L'armatura è formata da due ordini di armatura per il paramento di monte e un ordine per il paramento di valle, ed il quantitativo è costante per tutto lo sviluppo trasversale.

Le armature sono riportate in tabella.

Tabella 13.3 – Armature del paramento.

Armatura paramento	
Armatura verticale interna	2 ϕ 24/10
Armatura verticale esterna	2 ϕ 24/10
Ripartizione interna	ϕ 24/20
Ripartizione esterna	ϕ 24/20
Armatura a taglio	ϕ 20/60

Figura 13.54 – Dominio di resistenza.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: paramento pressoflessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	230

N°	As [cm²]	d [cm]
1	90.48	7.5
2	90.48	222.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	1365.8	0	kN
M _{xEd}	8210.6	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C 32/40
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} kN m

σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 53.92 ‰
d 222.5 cm
x 13.56 x/d 0.06095
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm
 Precompresso

Verifica SLU a taglio

Figura 13.55 – Verifica a taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1.5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0.85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18.81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3.10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4.03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1.45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2.60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4.83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19.92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14.94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1.15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	7.5	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio

Taglio agente	$V_{Ed} =$	1576	kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2300	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2225	mm
n° ferri zona tesa		20	
diámetro ferri zona tesa		24	mm
Armatura totale longitudinale	A_l	9043.2	mm ²
	k	1.300	
Rapporto geom. di armatura longitudine	ρ	0.004	< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	1366	kN
Tensione di compressione agente	$\sigma_{c,p}$	0.59391	Mpa < 0,2 x $f_{cd} = 3.7627$ Mpa
Resistenza unitaria a taglio	v_{min}	0.299	
Taglio resistente	V_{Rd}	1015.4	kN

Esito della verifica Non soddisfatta, occorre armatura specifica a taglio

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio agente	$V_{Ed} =$	1575.7	kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2300	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2225	mm
Diámetro delle staffe	d_w	20	mm
Numero di braccia	n_w	2	
Area totale staffe	A_{sw}	521.24	mm ²
Passo delle staffe	s	600	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg 1
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg 2
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1.03157	$\cot(\theta) = 2.50$ 2.5
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rd} =$	1701.8	kN $V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione"	$V_{Rd} =$	6700.5	kN $V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	1701.8	kN $V_{Rd} = \min (V_{Rd,t}, V_{Rd,c})$
Esito della verifica	soddisfatta		

Verifica SLE per tensioni

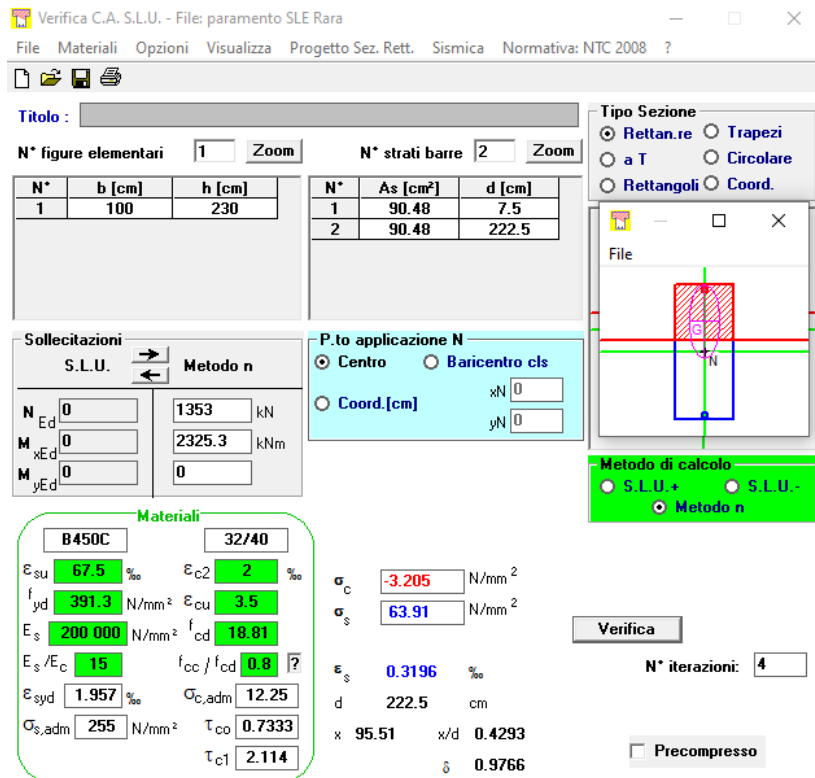
Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

Combinazione n° 5

L'ordinata y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sfuerzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.57	37.2567	-2.4510	11.3673
3	1.15	75.1722	1.3007	24.2622
4	1.72	113.7422	12.1339	38.6743
5	2.29	152.9656	30.9193	54.6008
6	2.87	192.8421	58.5256	72.0418
7	3.44	233.3720	95.8220	90.9973
8	4.02	274.5551	143.6772	111.4673
9	4.59	316.3916	202.9603	133.4517
10	4.59	785.7616	233.5288	146.5717
11	5.18	829.2776	314.6902	170.6523
12	5.76	873.4785	409.6776	196.3209
13	6.35	918.3644	519.4241	223.5774
14	6.94	963.9353	644.8625	252.4218
15	7.53	1010.1912	786.9258	282.8542
16	8.12	1057.1320	946.5468	314.8745
17	8.70	1104.7578	1124.6585	348.4827
18	9.29	1153.0681	1322.1941	383.6778
19	9.88	1202.0610	1540.0869	420.4554
20	10.46	1251.7381	1779.2651	458.8191
21	11.05	1302.1027	2040.6595	498.7765
22	11.64	1353.0457	2325.2924	540.0750

Figura 13.56 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: paramento SLE Rara

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	90.48	7.5
			2	90.48	222.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 1353 kN
 M_{xEd} 0 2325.3 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C 32740
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -3.205 N/mm²
 σ_s 63.91 N/mm²
 ε_s 0.3196 ‰
 d 222.5 cm
 x 95.51 x/d 0.4293
 δ 0.9766

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

$$\sigma_{c,min} = -3.2 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 63.91 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

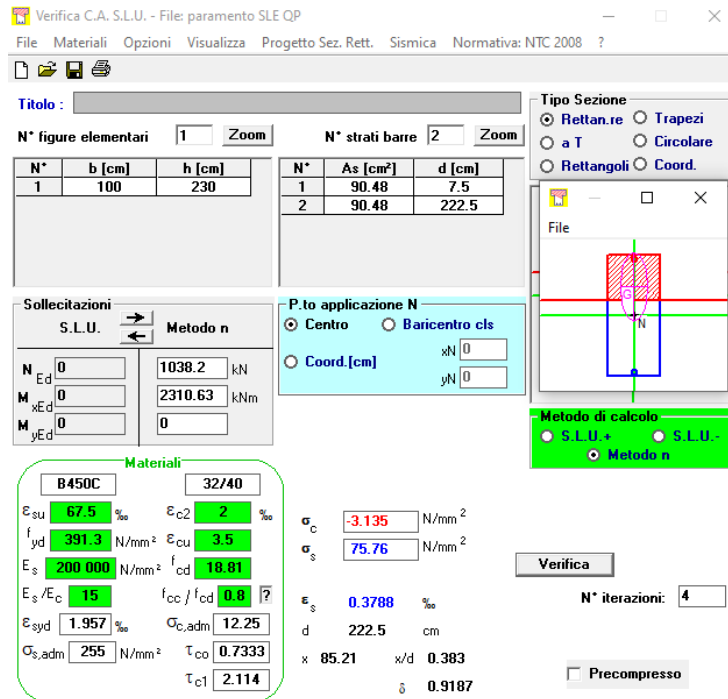
Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

Combinazione n° 3

L'ordinata y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.57	37.2567	-2.4510	11.3673
3	1.15	75.1722	1.3007	24.2622
4	1.72	113.7422	12.1339	38.6743
5	2.29	152.9656	30.9193	54.6008
6	2.87	192.8421	58.5256	72.0418
7	3.44	233.3720	95.8220	90.9973
8	4.02	274.5551	143.6772	111.4673
9	4.59	316.3916	202.9603	133.4517
10	4.59	470.9616	212.4988	147.4717
11	5.18	514.4776	294.1889	171.5523
12	5.76	558.6785	389.7051	197.2209
13	6.35	603.5644	499.9803	224.4774
14	6.94	649.1353	625.9475	253.3218
15	7.53	695.3912	768.5395	283.7542
16	8.12	742.3320	928.6893	315.7745
17	8.70	789.9578	1107.3297	349.3827
18	9.29	838.2681	1305.3941	384.5778
19	9.88	887.2610	1523.8156	421.3554
20	10.46	936.9381	1763.5226	459.7191
21	11.05	987.3027	2025.4458	499.6765
22	11.64	1038.2457	2310.6074	540.9750

Figura 13.57 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: paramento SLE QP

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	230	1	90.48	7.5
			2	90.48	222.5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 1038.2 kN
M_{Ed} 0 2310.63 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Materiali: B450C 32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

σ_c -3.135 N/mm²
 σ_s 75.76 N/mm²
 ϵ_s 0.3788 ‰
d 222.5 cm
x 85.21 x/d 0.383
 δ 0.9187

Verifica N° iterazioni: 4
Precompresso

$$\sigma_{c,min} = -4.49 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.58 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	75.8 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	852 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	20 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2300 mm	Altezza sezione
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2225 mm	Altezza utile della sezione
δ	43 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
$A_{c,eff}$	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
$A_{s,long}$	9048 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4.83 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	230.8 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.051 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Con riferimento alla combinazione frequente, si riportano le sollecitazioni sul muro.

RELAZIONE DI CALCOLO

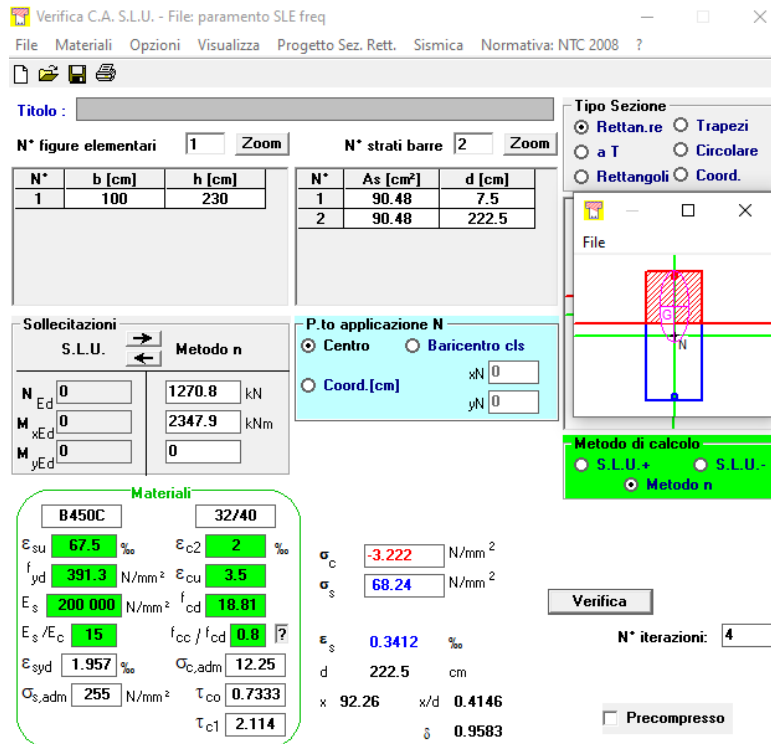
Figura 13.59 – Sollecitazioni per la combinazione frequente.

Combinazione n° 4

L'ordinata y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.57	37.2567	-2.4510	11.3673
3	1.15	75.1722	1.3007	24.2622
4	1.72	113.7422	12.1339	38.6743
5	2.29	152.9656	30.9193	54.6008
6	2.87	192.8421	58.5256	72.0418
7	3.44	233.3720	95.8220	90.9973
8	4.02	274.5551	143.6772	111.4673
9	4.59	316.3916	202.9603	133.4517
10	4.59	703.5216	226.3868	150.7917
11	5.18	747.0376	310.0274	174.8723
12	5.76	791.2385	407.4941	200.5409
13	6.35	836.1244	519.7198	227.7974
14	6.94	881.6953	647.6375	256.6418
15	7.53	927.9512	792.1800	287.0742
16	8.12	974.8920	954.2803	319.0945
17	8.70	1022.5178	1134.8712	352.7027
18	9.29	1070.8281	1334.8861	387.8978
19	9.88	1119.8210	1555.2581	424.6754
20	10.46	1169.4981	1796.9156	463.0391
21	11.05	1219.8627	2060.7893	502.9965
22	11.64	1270.8057	2347.9014	544.2950

Figura 13.60 - Verifica a fessurazione. Combinazione frequente.



Verifica C.A. S.L.U. - File: paramento SLE freq

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	230	1	90.48	7.5
			2	90.48	222.5

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 1270.8 kN
M_{xEd} 0 2347.9 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali:
B450C **32/40**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica:
 σ_c -3.222 N/mm²
 σ_s 68.24 N/mm²
 ϵ_s 0.3412 ‰
d 222.5 cm
x 92.26 x/d 0.4146
 δ 0.9583
N° iterazioni: 4
 Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	68.2 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	923 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	20 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2300 mm	Altezza sezione
k_t	0.6	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2225 mm	Altezza utile della sezione
δ	43 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	9048 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4.83 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	230.8 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.046 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

In allegato si riportano i dettagli di calcolo del muro frontale.

13.2.2.2 Paraghiaia

Il paraghiaia viene calcolato per unità di lunghezza, considerando agenti il sovraccarico stradale a monte, l'azione di frenamento, la spinta del terreno, il peso della parete, le spinte sismiche e le forze di inerzia, per ciascuna combinazione di carico prevista.

In particolare per quanto concerne l'azione di frenamento sulla spalla si definisce un carico su asse di 300 kN; l'azione di frenamento si pone pari al 60% dell'azione verticale risultante per metro lineare.

13.2.2.2.1 Sollecitazioni sul paraghiaia

Vengono in seguito descritti i carichi agenti sul paraghiaia:

Peso paraghiaia			
Altezza		5,04 m	
Spessore		0,8 m	
Lunghezza		29,8 m	
Peso		100,8 kN/m	
xg par.		0 m	
Spinta del terreno			
Altezza		5,04 m	
Peso per unità di volume		20,5 kN/m ³	
Angolo di attrito		35 °	
Coeff. Spinta a riposo		0,426	
Spinta		111,03 kN/m	
zg spinta del terreno		1,68 m	
Spinta sovraccarico			
Altezza		5,04 m	
Carico accidentale		20 kN/m ²	
Coeff. Spinta a riposo		0,426	
Spinta		42,98 kN/m	
zg sovraccarico		2,52 m	

RELAZIONE DI CALCOLO

Frenatura sul paraghiaia			
	Azione Verticale	300	kN
	Azione Orizzontale	180	kN
	beff	12,48	m
	Azione verticale unitaria	24,04	kN/m
	Azione orizzontale unitaria	14,42	kN/m
	Momento unitario	72,69	kN*m/m
Azione verticale delle ruote			
	Larghezza ruota (a)	0,4	m
	b	2,4	m
	Ripartizione carico	11,0	m
	Azione orizzontale unitaria	151,12	kN/m
	Momento unitario	436,26	kN*m/m
Sisma			
	ag/g	0,314	
	S	1,104	
	β_m	1	
	kh masse e rinterro	0,347	
	kv masse e rinterro	0,173	
Inerzia paraghiaia			
	Inerzia orizzontale	34,94	kN/m
	zg paraghiaia	2,52	m
	inerzia verticale	17,47	kN/m
Inerzia terreno retro			
	larghezza del terreno retro	4,7	m
	inerzia orizzontale	168,34	kN/m
	zg terreno	2,52	m
Incremento spinta sismica			
	Spinta	35,82	kN/m
	zg incremento	2,52	m

RELAZIONE DI CALCOLO

Si ricavano le seguenti sollecitazioni all'incastro del paraghiaia per effetto dei carichi agenti:

Condizioni di carico statiche				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
g1	Peso proprio paraghiaia	100,8	0,0	0,0
g2	Spinta del terreno	0,0	186,5	111,0
gtot	Somma permanenti	100,8	186,5	111,0
q1	Sovraccarico accidentale	0,0	108,3	43,0
q2	Frenatura	24,0	72,7	14,4
q3	Azione verticale delle ruote	0,0	151,1	436,3
Condizioni di carico sismiche				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
q.sism.par.	Sisma sul paraghiaia	0,0	88,1	34,9
q.sism.ter.	Sisma sul terreno retro	0,0	424,2	168,3
q.sism.incr.	Incremento di spinta sul terreno	0,0	90,3	35,8
q.sism	Sisma	0,0	602,5	239,1
q.V.par.	Sisma verticale sul paraghiaia	17,5	0,0	0,0
A1-STR Combinazione SLU Statica				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
U1	1,35gtot+1,35q1	136,1	398,0	207,9
U2	1,35gtot+0,54q1+1,35q2	168,5	408,4	192,6
U3	1,35gtot+0,54q1+1,35q3	136,1	514,3	762,0
A1-STR Combinazione SLV Sismica				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
U4	1,0gtot+1,0q.sism+0,3*q.V.par.	106,0	789,0	350,1
U5	1,0gtot+1,0q.sism-0,3*q.V.par.	95,6	789,0	350,1
A1-STR Combinazioni SLE				
		N [kN/m]	M [kN*m/m]	V [kN/m]
R	1,0gtot+0,4q1+1,0q2	124,8	302,5	142,6
Fr	1,0gtot+0,4q1	100,8	229,9	128,2
Q.P.	1,0gtot	100,8	186,5	111,0

RELAZIONE DI CALCOLO

13.2.2.2.2 Verifiche del paraghiaia

L'armatura è formata da barre $\Phi 24/10$ per il paramento di valle e $\Phi 24/10$ per il paramento di monte, ed il quantitativo è costante per tutto lo sviluppo trasversale.

Figura 13.61 – Dominio di resistenza $Y=5.04$ m.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N*	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	5
2	45,24	75

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	95,6	0	kN
M _{xEd}	789	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Materiali:

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

M_{xRd} 1 294 kN m

σ_c -18,13 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 34,79 ‰

d 75 cm

x 6,856 x/d 0,09142

δ 0,7

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica SLU a taglio

Le verifiche sono state condotte nella sezione Y = 5.04 m.

L'armatura a taglio è formata da spilli 8Φ14/mq.

Figura 13.62 – Verifica a taglio, Y=5.04 m dalla testa del muro.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1,5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{ctm} = f_{ck} + 8$	41,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18,81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3,10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4,03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1,45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2,60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4,83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_c = f_{ctm} / 1.2$	2,58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19,92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14,94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1,15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	5	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 762,04$ kN			
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	800	mm
Copriferro della sezione	δ	50	mm
Altezza utile della sezione	d	750	mm
n° ferri zona tesa		10	
diametro ferri zona tesa		24	mm
Armatura totale longitudinale	A_l	4521,6	mm ²
	k	1,516	
Rapporto geom. di armatura longitudina	ρ_l	0,006	< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	136,1	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0,1701	Mpa < 0,2 x $f_{cd} = 3,7627$ Mpa
Resistenza unitaria a taglio	v_{min}	0,377	
Taglio resistente	V_{Rd}	381,8	kN
Esito della verifica Non soddisfatta, occorre armatura specifica a taglio			

RELAZIONE DI CALCOLO

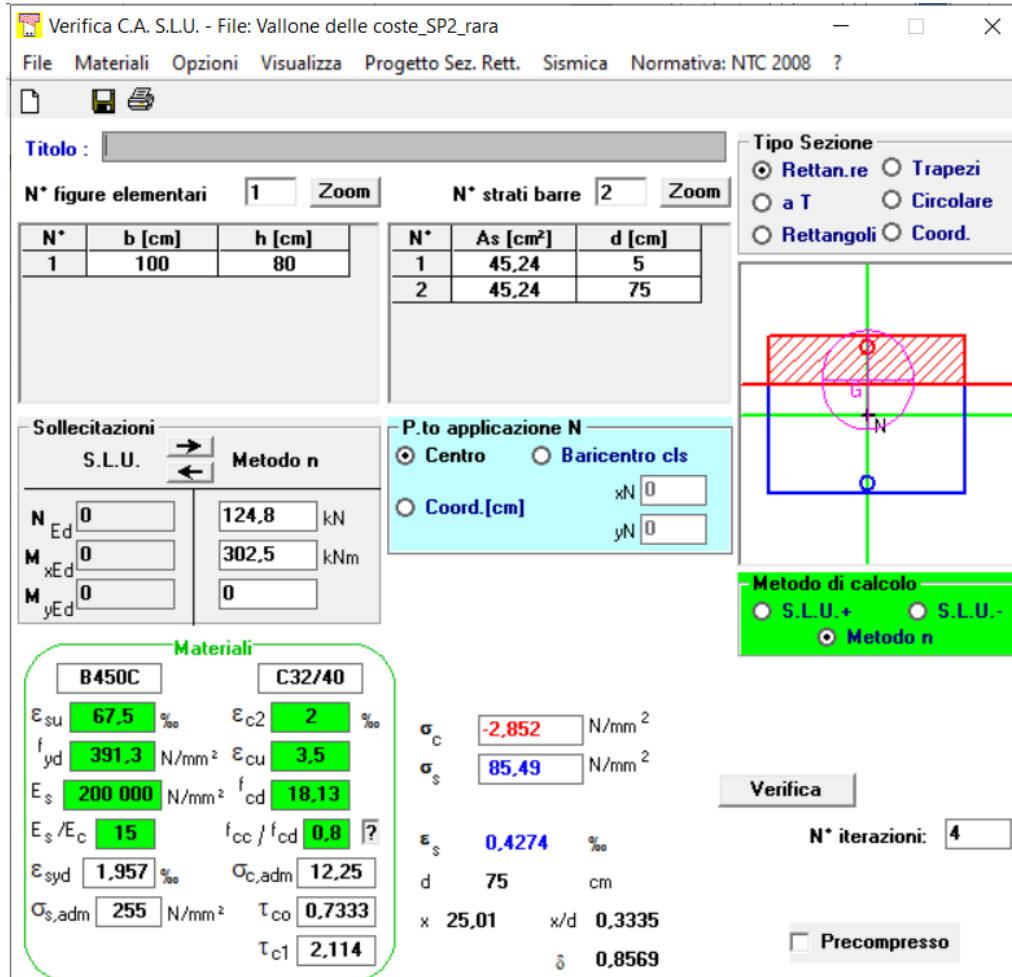
Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio						
Taglio agente		$V_{Ed} = 762,04 \text{ kN}$				
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm			
Altezza della sezione	h	800	mm			
Copriferro della sezione	δ	50	mm			
Altezza utile della sezione	d	750	mm			
Diametro delle staffe	d_w	14	mm			
Numero di braccia	n_w	8				
Area totale staffe	A_{s_w}	1230,88	mm ²			
Passo delle staffe	s	1000	mm			
Inclinazione delle staffe	α	90	deg			1
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21,8	deg	$\cot(\theta)$	2,50	2
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1,00904				2,5
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	V_{Rsd}	= 812,8	kN	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{s_w}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione"	V_{Rcd}	= 2209,3	kN	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		
Resistenza a taglio della sezione	V_{Rd}	= 812,8	kN	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$		
Esito della verifica	soddisfatta					

Verifica SLE per tensioni

Le verifiche sono state condotte per la sezione Y = 5.04 m dalla testa del muro.

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione **rara**.

Figura 13.63 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 5.04 m dalla testa del muro.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP2_rara

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]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	5
2	45,24	75

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 124,8 kN
 M_{xEd} 0 302,5 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

σ_c -2,852 N/mm²
 σ_s 85,49 N/mm²
 ε_s 0,4274 ‰
 d 75 cm
 x 25,01 x/d 0,3335
 δ 0,8569

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

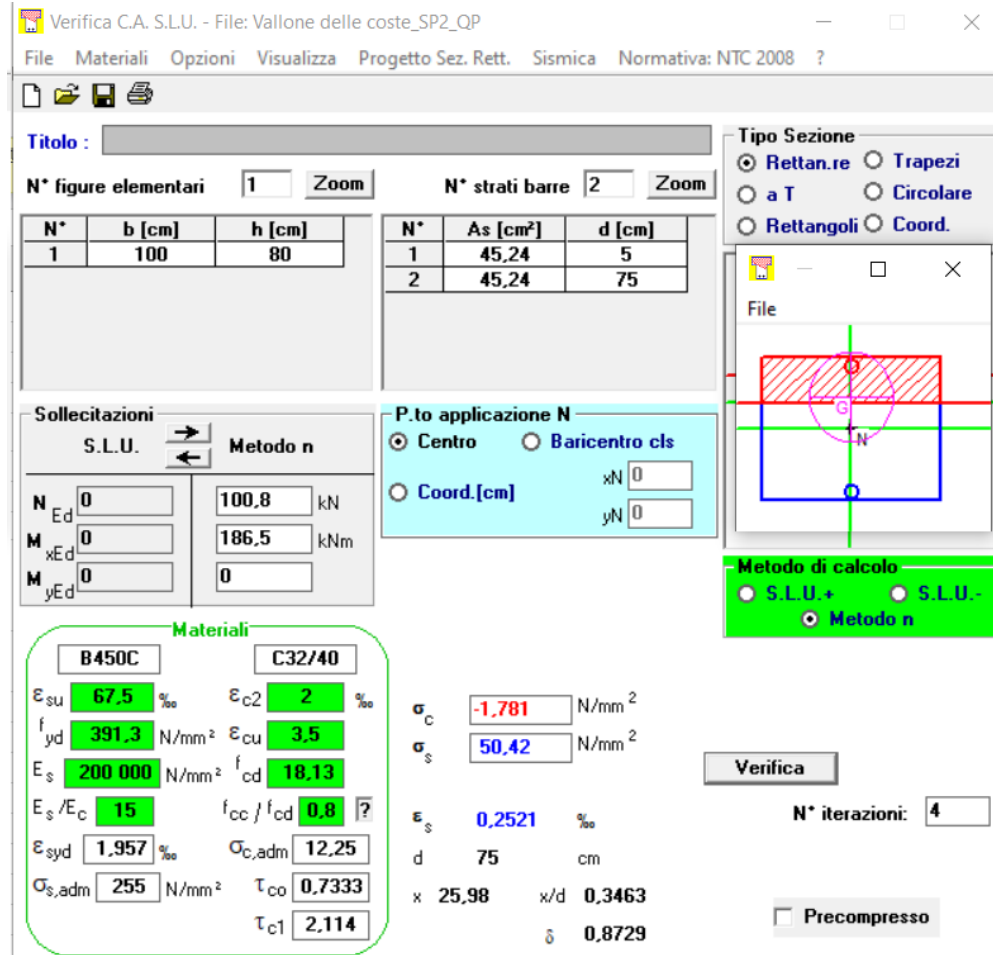
Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

$$\sigma_{c,min} = -2.852 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 85.49 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.64 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 5.04 m dalla testa del muro.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP2_QP

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	80	1	45,24	5
			2	45,24	75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 100,8 kN
M_{xEd} 0 186,5 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c -1,781 N/mm²
σ_s 50,42 N/mm²
ε_s 0,2521 ‰
d 75 cm
x 25,98 x/d 0,3463
δ 0,8729

Verifica N* iterazioni: 4

Precompresso

$$\sigma_{c,min} = -1.781 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Le verifiche saranno condotte per le combinazioni quasi permanente e frequente nella sezione Y = 5.04 m. Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.65 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente. Y = 5.04 m dalla testa del muro.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	50,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	260 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	14 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	750 mm	Altezza utile della sezione
δ	24 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	4524 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	3,62 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,01 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	194,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,029 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **frequente**.

Figura 13.66 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 5.04 m dalla testa del muro.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP2_FR". The interface includes several panels:

- Titolo:** [Empty field]
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Tipo Sezione:** Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	5
2	45,24	75
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Load Values:**
 - N_{Ed}: 0
 - M_{xEd}: 0
 - M_{yEd}: 0
 - 100,8 kN
 - 229,9 kNm
 - 0
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm] (xN: 0, yN: 0)
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ , S.L.U.- , Metodo n
- Materials:**
 - B450C:** ϵ_{su} 67,5 ‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200 000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40:** ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5 ‰, f_{cd} 18,13 N/mm², f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm², τ_{co} 0,7333, τ_{c1} 2,114
- Stress Values:**
 - σ_c : -2,173 N/mm²
 - σ_s : 64,4 N/mm²
 - ϵ_s : 0,322 ‰
 - d: 75 cm
 - x: 25,21, x/d: 0,3361
 - δ : 0,8601
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.67 – Verifica a fessurazione. Combinazione frequente. $Y = 5.04$ m dalla testa del muro.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	64,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	252 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	24 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	14 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	800 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
d	750 mm	Altezza utile della sezione
δ	24 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	4524 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	3,62 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	194,3 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,036 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	9 mm	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	361 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	0 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	1540 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	1490 mm	Altezza utile della sezione
δ	37 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4,25 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,00 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	229,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,006 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

13.2.2.3 Muro di risvolto

Il muro di risvolto viene calcolato considerando agenti i pesi propri, il sovraccarico stradale a monte della parete, la spinta del terreno, le spinte sismiche, le forze di inerzia e le azioni di svio.

Il muro viene suddiviso in conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie.

In allegato si riportano i dettagli di calcolo del muro di risvolto.

Verifica SLU a pressoflessione nel muro

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica con sisma verticale positivo. Le verifiche sono state condotte per la sezione Y = 12.23 m.

Di seguito si riportano le sollecitazioni sul paramento.

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,94	0,00	1,34
2	-0,10	7,63	1,70	1,30
3	-0,20	9,35	3,40	1,43
4	-0,30	11,09	5,11	1,72
5	-0,40	12,87	6,84	2,18
6	-0,50	14,68	8,57	2,82
7	-0,60	16,51	10,30	3,62
8	-0,70	18,38	12,05	4,59
9	-0,80	20,27	13,81	5,73
10	-0,89	22,19	15,57	7,04
11	-0,99	24,15	17,35	8,53
12	-1,09	26,13	19,13	10,20
13	-1,19	28,14	20,92	12,04
14	-1,29	30,18	22,72	14,05
15	-1,39	32,26	24,53	16,25
16	-1,49	34,36	26,35	18,62
17	-1,59	36,49	28,18	21,17
18	-1,69	38,65	30,01	23,90
19	-1,79	40,83	31,85	26,82
20	-1,89	43,05	33,71	29,92
21	-1,99	45,30	35,57	33,20
22	-2,09	47,58	37,44	36,66
23	-2,19	49,88	39,32	40,32
24	-2,29	52,22	41,20	44,16
25	-2,39	54,59	43,10	48,18
26	-2,49	56,98	45,00	52,40
27	-2,59	59,41	46,92	56,80
28	-2,68	61,86	48,84	61,40
29	-2,78	64,34	50,77	66,19
30	-2,88	66,86	52,71	71,17
31	-2,98	69,40	54,66	76,34
32	-3,08	71,97	56,61	81,71
33	-3,18	74,57	58,58	87,28
34	-3,28	77,20	60,55	93,04
35	-3,38	79,86	62,54	99,00
36	-3,48	82,55	64,53	105,16
37	-3,58	85,27	66,53	111,52
38	-3,68	88,02	68,54	118,08
39	-3,78	90,80	70,55	124,85
40	-3,88	93,61	72,58	131,81
41	-3,98	96,44	74,62	138,98
42	-4,08	99,31	76,66	146,36
43	-4,18	102,21	78,71	153,94
44	-4,28	105,13	80,77	161,73
45	-4,37	108,09	82,84	169,72
46	-4,47	111,07	84,92	177,93
47	-4,57	114,08	87,01	186,34
48	-4,67	117,13	89,10	194,97
49	-4,77	120,20	91,21	203,81
50	-4,87	123,30	93,32	212,86
51	-4,97	126,43	95,44	222,13

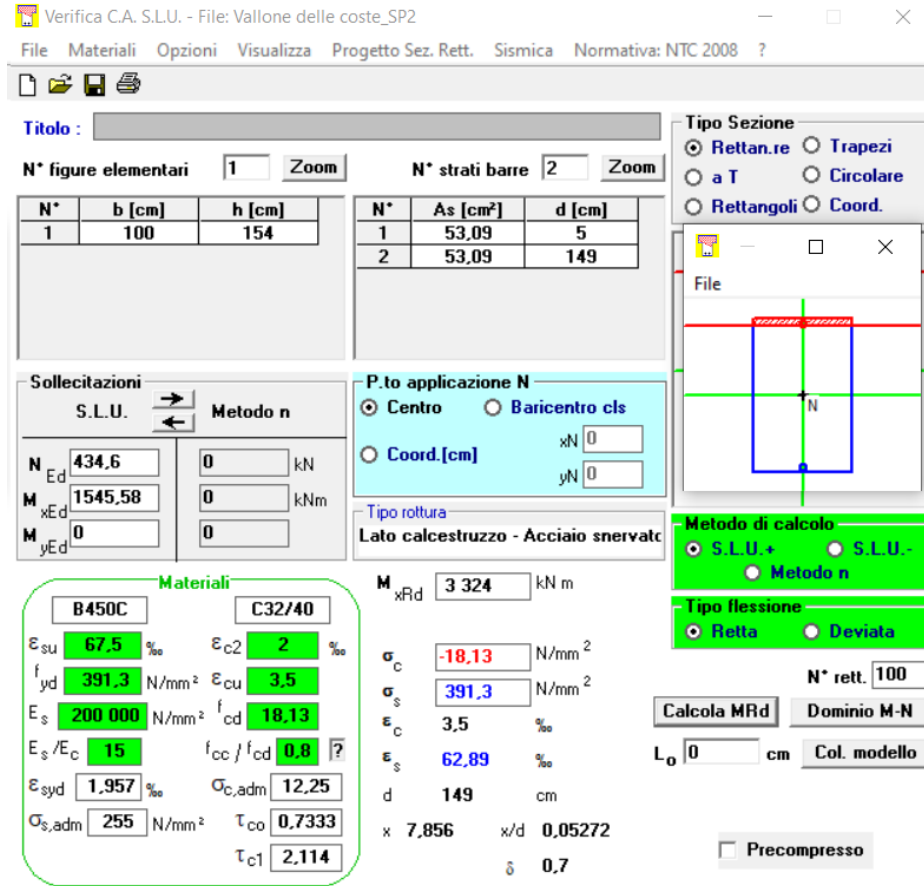
RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
52	-5,07	129,60	97,57	231,61
53	-5,17	132,79	99,71	241,31
54	-5,27	136,01	101,86	251,22
55	-5,37	139,26	104,02	261,36
56	-5,47	142,53	106,18	271,71
57	-5,57	145,84	108,36	282,28
58	-5,67	149,18	110,54	293,08
59	-5,77	152,55	112,73	304,09
60	-5,87	155,94	114,93	315,33
61	-5,97	159,37	117,14	326,80
62	-6,07	162,83	119,36	338,49
63	-6,16	166,31	121,59	350,40
64	-6,26	169,82	123,82	362,54
65	-6,36	173,37	126,07	374,92
66	-6,46	176,94	128,32	387,52
67	-6,56	180,55	130,58	400,35
68	-6,66	184,18	132,85	413,41
69	-6,76	187,84	135,13	426,71
70	-6,86	191,53	137,41	440,24
71	-6,96	195,25	139,71	454,00
72	-7,06	199,00	142,02	468,00
73	-7,16	202,78	144,33	482,23
74	-7,26	206,59	146,65	496,71
75	-7,36	210,43	148,98	511,42
76	-7,46	214,30	151,32	526,37
77	-7,56	218,19	153,67	541,56
78	-7,66	222,12	156,03	556,99
79	-7,76	226,08	158,39	572,67
80	-7,86	230,06	160,77	588,59
81	-7,95	234,08	163,15	604,75
82	-8,05	238,12	165,54	621,16
83	-8,15	242,20	167,94	637,82
84	-8,25	246,30	170,35	654,72
85	-8,35	250,43	172,77	671,87
86	-8,45	254,60	175,19	689,27
87	-8,55	258,79	177,63	706,93
88	-8,65	263,01	180,07	724,83
89	-8,75	267,26	182,53	742,99
90	-8,85	271,54	184,99	761,40
91	-8,95	275,85	187,46	780,07
92	-9,05	280,19	189,94	798,99
93	-9,15	284,56	192,42	818,17
94	-9,25	288,96	194,92	837,60
95	-9,35	293,38	197,42	857,30
96	-9,45	297,84	199,94	877,25
97	-9,55	302,33	202,46	897,47
98	-9,64	306,84	204,99	917,94
99	-9,74	311,39	207,53	938,68
100	-9,84	315,96	210,08	959,69
101	-9,94	320,57	212,63	980,96
102	-10,04	325,20	215,20	1002,49
103	-10,14	329,86	217,77	1024,29
104	-10,24	334,56	220,36	1046,36
105	-10,34	339,28	222,95	1068,70
106	-10,44	344,03	225,55	1091,31
107	-10,54	348,81	228,16	1114,19
108	-10,64	353,62	230,78	1137,34
109	-10,74	358,46	233,40	1160,77
110	-10,84	363,33	236,04	1184,46
111	-10,94	368,23	238,68	1208,44
112	-11,04	373,16	241,34	1232,69
113	-11,14	378,12	244,00	1257,21
114	-11,24	383,10	246,67	1282,02
115	-11,34	388,12	249,35	1307,10
116	-11,43	393,17	252,03	1332,47
117	-11,53	398,24	254,73	1358,11
118	-11,63	403,35	257,43	1384,04
119	-11,73	408,48	260,15	1410,25
120	-11,83	413,65	262,87	1436,74
121	-11,93	418,84	265,60	1463,52
122	-12,03	424,06	268,34	1490,59
123	-12,13	429,31	271,09	1517,94
124	-12,23	434,60	273,85	1545,58

RELAZIONE DI CALCOLO

L'armatura è formata da barre $\Phi 26/10$ per il paramento di valle e $\Phi 26/10$ per il paramento di monte, ed il quantitativo è costante per tutto lo sviluppo trasversale.

Figura 13.68 – Dominio di resistenza $Y=12.23$ m.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP2

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]
1	100	154

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	5
2	53,09	149

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

File

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 3 324 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 62,89 ‰
 d 149 cm
 x 7,856 x/d 0,05272
 δ 0,7

Verifica SLU a taglio

Le verifiche sono state condotte nella sezione Y = 12.23 m.

Figura 13.69 – Verifica a taglio, Y=12.23 m dalla testa del muro.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1,5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0,85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41,2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18,81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3,10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2,17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4,03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1,45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3,72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2,60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4,83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2,58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19,92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14,94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1,15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	5	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 273,85$ kN			
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	1540	mm
Copriferro della sezione	δ	50	mm
Altezza utile della sezione	d	1490	mm
n° ferri zona tesa		10	
di diametro ferri zona tesa		26	mm
Armatura totale longitudinale	A_l	5306,6	mm ²
	k	1,366	
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ_l	0,003	< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	434,6	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0,28221	Mpa < $0,2 \times f_{cd} = 3,7627$ Mpa
Resistenza unitaria a taglio	v_{min}	0,322	
Taglio resistente	V_{Rd}	613,6	kN

Esito della verifica Soddisfatta, non occorre armatura specifica a taglio

La verifica risulta soddisfatta, non occorre armatura a taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica SLE per tensioni

Le verifiche sono state condotte per la sezione Y = 12.23 m dalla testa del palo.

Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

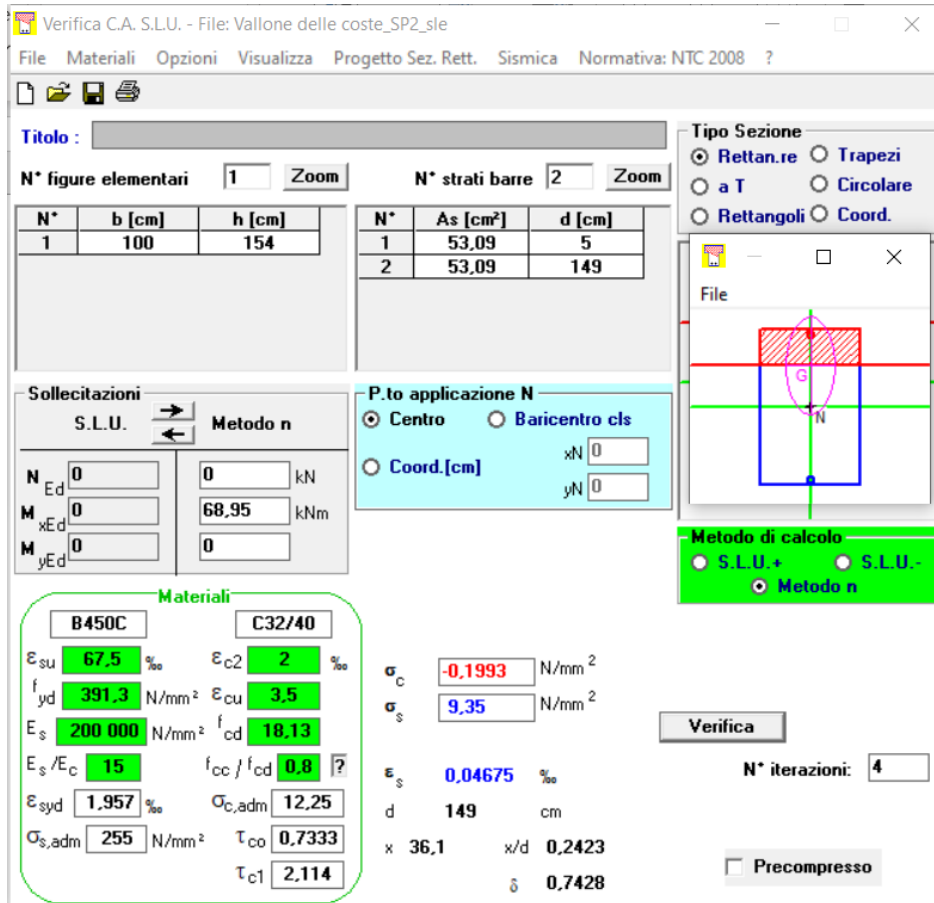
n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,06	0,00	1,14
2	-0,10	5,82	0,00	1,14
3	-0,20	6,60	0,00	1,15
4	-0,30	7,41	0,00	1,16
5	-0,40	8,25	0,00	1,17
6	-0,50	9,10	0,00	1,19
7	-0,60	9,99	0,00	1,21
8	-0,70	10,90	0,00	1,24
9	-0,80	11,83	0,00	1,27
10	-0,89	12,79	0,00	1,31
11	-0,99	13,78	0,00	1,35
12	-1,09	14,78	0,00	1,40
13	-1,19	15,82	0,00	1,45
14	-1,29	16,88	0,00	1,50
15	-1,39	17,96	0,00	1,57
16	-1,49	19,07	0,00	1,63
17	-1,59	20,21	0,00	1,71
18	-1,69	21,37	0,00	1,79
19	-1,79	22,55	0,00	1,87
20	-1,89	23,76	0,00	1,96
21	-1,99	25,00	0,00	2,06
22	-2,09	26,26	0,00	2,17
23	-2,19	27,54	0,00	2,28
24	-2,29	28,85	0,00	2,39
25	-2,39	30,19	0,00	2,52
26	-2,49	31,55	0,00	2,65
27	-2,59	32,94	0,00	2,78
28	-2,68	34,35	0,00	2,93
29	-2,78	35,78	0,00	3,08
30	-2,88	37,25	0,00	3,24
31	-2,98	38,73	0,00	3,40
32	-3,08	40,24	0,00	3,58
33	-3,18	41,78	0,00	3,76
34	-3,28	43,34	0,00	3,95
35	-3,38	44,93	0,00	4,15
36	-3,48	46,54	0,00	4,35
37	-3,58	48,18	0,00	4,57
38	-3,68	49,84	0,00	4,79
39	-3,78	51,53	0,00	5,02
40	-3,88	53,24	0,00	5,26
41	-3,98	54,98	0,00	5,50
42	-4,08	56,74	0,00	5,76
43	-4,18	58,53	0,00	6,03
44	-4,28	60,34	0,00	6,30
45	-4,37	62,18	0,00	6,58
46	-4,47	64,04	0,00	6,88
47	-4,57	65,93	0,00	7,18
48	-4,67	67,84	0,00	7,49
49	-4,77	69,78	0,00	7,81
50	-4,87	71,74	0,00	8,15
51	-4,97	73,73	0,00	8,49
52	-5,07	75,74	0,00	8,84
53	-5,17	77,78	0,00	9,20
54	-5,27	79,85	0,00	9,57
55	-5,37	81,94	0,00	9,96
56	-5,47	84,05	0,00	10,35
57	-5,57	86,19	0,00	10,75
58	-5,67	88,35	0,00	11,17
59	-5,77	90,54	0,00	11,60
60	-5,87	92,76	0,00	12,03
61	-5,97	95,00	0,00	12,48
62	-6,07	97,26	0,00	12,94
63	-6,16	99,55	0,00	13,41
64	-6,26	101,87	0,00	13,90
65	-6,36	104,21	0,00	14,39
66	-6,46	106,57	0,00	14,90
67	-6,56	108,96	0,00	15,42
68	-6,66	111,38	0,00	15,95
69	-6,76	113,82	0,00	16,49
70	-6,86	116,28	0,00	17,05
71	-6,96	118,77	0,00	17,61
72	-7,06	121,29	0,00	18,19
73	-7,16	123,83	0,00	18,79
74	-7,26	126,40	0,00	19,39

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
75	-7,36	128,99	0,00	20,01
76	-7,46	131,60	0,00	20,64
77	-7,56	134,24	0,00	21,29
78	-7,66	136,91	0,00	21,95
79	-7,76	139,60	0,00	22,62
80	-7,86	142,32	0,00	23,31
81	-7,95	145,06	0,00	24,01
82	-8,05	147,83	0,00	24,72
83	-8,15	150,62	0,00	25,45
84	-8,25	153,44	0,00	26,19
85	-8,35	156,28	0,00	26,95
86	-8,45	159,14	0,00	27,72
87	-8,55	162,04	0,00	28,51
88	-8,65	164,95	0,00	29,31
89	-8,75	167,90	0,00	30,12
90	-8,85	170,86	0,00	30,95
91	-8,95	173,86	0,00	31,79
92	-9,05	176,87	0,00	32,65
93	-9,15	179,92	0,00	33,53
94	-9,25	182,99	0,00	34,42
95	-9,35	186,08	0,00	35,33
96	-9,45	189,20	0,00	36,25
97	-9,55	192,34	0,00	37,19
98	-9,64	195,51	0,00	38,14
99	-9,74	198,70	0,00	39,11
100	-9,84	201,92	0,00	40,10
101	-9,94	205,16	0,00	41,10
102	-10,04	208,43	0,00	42,12
103	-10,14	211,73	0,00	43,15
104	-10,24	215,05	0,00	44,20
105	-10,34	218,39	0,00	45,27
106	-10,44	221,76	0,00	46,36
107	-10,54	225,15	0,00	47,46
108	-10,64	228,57	0,00	48,58
109	-10,74	232,02	0,00	49,72
110	-10,84	235,49	0,00	50,87
111	-10,94	238,98	0,00	52,05
112	-11,04	242,50	0,00	53,24
113	-11,14	246,05	0,00	54,45
114	-11,24	249,62	0,00	55,67
115	-11,34	253,21	0,00	56,92
116	-11,43	256,83	0,00	58,18
117	-11,53	260,48	0,00	59,46
118	-11,63	264,15	0,00	60,76
119	-11,73	267,85	0,00	62,08
120	-11,83	271,57	0,00	63,41
121	-11,93	275,31	0,00	64,77
122	-12,03	279,08	0,00	66,14
123	-12,13	282,88	0,00	67,53
124	-12,23	286,70	0,00	68,95

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.70 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 12.23 m dalla testa del muro.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP2_sle

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]
1	100	154

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,09	5
2	53,09	149

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

File

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Carichi:
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

Risultati:
 σ_c -0,1993 N/mm²
 σ_s 9,35 N/mm²
 ϵ_s 0,04675 ‰
 d 149 cm
 x 36,1 x/d 0,2423
 δ 0,7428

$$\sigma_{c,min} = -0.1993 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 9.35 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,06	0,00	1,14
2	-0,10	5,82	0,00	1,14
3	-0,20	6,60	0,00	1,15
4	-0,30	7,41	0,00	1,16
5	-0,40	8,25	0,00	1,17
6	-0,50	9,10	0,00	1,19
7	-0,60	9,99	0,00	1,21
8	-0,70	10,90	0,00	1,24
9	-0,80	11,83	0,00	1,27
10	-0,89	12,79	0,00	1,31
11	-0,99	13,78	0,00	1,35
12	-1,09	14,78	0,00	1,40
13	-1,19	15,82	0,00	1,45
14	-1,29	16,88	0,00	1,50
15	-1,39	17,96	0,00	1,57
16	-1,49	19,07	0,00	1,63
17	-1,59	20,21	0,00	1,71
18	-1,69	21,37	0,00	1,79
19	-1,79	22,55	0,00	1,87
20	-1,89	23,76	0,00	1,96
21	-1,99	25,00	0,00	2,06
22	-2,09	26,26	0,00	2,17
23	-2,19	27,54	0,00	2,28
24	-2,29	28,85	0,00	2,39
25	-2,39	30,19	0,00	2,52
26	-2,49	31,55	0,00	2,65
27	-2,59	32,94	0,00	2,78
28	-2,68	34,35	0,00	2,93
29	-2,78	35,78	0,00	3,08
30	-2,88	37,25	0,00	3,24
31	-2,98	38,73	0,00	3,40
32	-3,08	40,24	0,00	3,58
33	-3,18	41,78	0,00	3,76
34	-3,28	43,34	0,00	3,95
35	-3,38	44,93	0,00	4,15
36	-3,48	46,54	0,00	4,35
37	-3,58	48,18	0,00	4,57
38	-3,68	49,84	0,00	4,79
39	-3,78	51,53	0,00	5,02
40	-3,88	53,24	0,00	5,26
41	-3,98	54,98	0,00	5,50
42	-4,08	56,74	0,00	5,76
43	-4,18	58,53	0,00	6,03
44	-4,28	60,34	0,00	6,30
45	-4,37	62,18	0,00	6,58
46	-4,47	64,04	0,00	6,88
47	-4,57	65,93	0,00	7,18
48	-4,67	67,84	0,00	7,49
49	-4,77	69,78	0,00	7,81
50	-4,87	71,74	0,00	8,15
51	-4,97	73,73	0,00	8,49
52	-5,07	75,74	0,00	8,84
53	-5,17	77,78	0,00	9,20
54	-5,27	79,85	0,00	9,57
55	-5,37	81,94	0,00	9,96
56	-5,47	84,05	0,00	10,35
57	-5,57	86,19	0,00	10,75
58	-5,67	88,35	0,00	11,17
59	-5,77	90,54	0,00	11,60
60	-5,87	92,76	0,00	12,03
61	-5,97	95,00	0,00	12,48
62	-6,07	97,26	0,00	12,94
63	-6,16	99,55	0,00	13,41
64	-6,26	101,87	0,00	13,90
65	-6,36	104,21	0,00	14,39
66	-6,46	106,57	0,00	14,90
67	-6,56	108,96	0,00	15,42
68	-6,66	111,38	0,00	15,95
69	-6,76	113,82	0,00	16,49
70	-6,86	116,28	0,00	17,05
71	-6,96	118,77	0,00	17,61
72	-7,06	121,29	0,00	18,19
73	-7,16	123,83	0,00	18,79
74	-7,26	126,40	0,00	19,39
75	-7,36	128,99	0,00	20,01
76	-7,46	131,60	0,00	20,64
77	-7,56	134,24	0,00	21,29
78	-7,66	136,91	0,00	21,95
79	-7,76	139,60	0,00	22,62

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
80	-7,86	142,32	0,00	23,31
81	-7,95	145,06	0,00	24,01
82	-8,05	147,83	0,00	24,72
83	-8,15	150,62	0,00	25,45
84	-8,25	153,44	0,00	26,19
85	-8,35	156,28	0,00	26,95
86	-8,45	159,14	0,00	27,72
87	-8,55	162,04	0,00	28,51
88	-8,65	164,95	0,00	29,31
89	-8,75	167,90	0,00	30,12
90	-8,85	170,86	0,00	30,95
91	-8,95	173,86	0,00	31,79
92	-9,05	176,87	0,00	32,65
93	-9,15	179,92	0,00	33,53
94	-9,25	182,99	0,00	34,42
95	-9,35	186,08	0,00	35,33
96	-9,45	189,20	0,00	36,25
97	-9,55	192,34	0,00	37,19
98	-9,64	195,51	0,00	38,14
99	-9,74	198,70	0,00	39,11
100	-9,84	201,92	0,00	40,10
101	-9,94	205,16	0,00	41,10
102	-10,04	208,43	0,00	42,12
103	-10,14	211,73	0,00	43,15
104	-10,24	215,05	0,00	44,20
105	-10,34	218,39	0,00	45,27
106	-10,44	221,76	0,00	46,36
107	-10,54	225,15	0,00	47,46
108	-10,64	228,57	0,00	48,58
109	-10,74	232,02	0,00	49,72
110	-10,84	235,49	0,00	50,87
111	-10,94	238,98	0,00	52,05
112	-11,04	242,50	0,00	53,24
113	-11,14	246,05	0,00	54,45
114	-11,24	249,62	0,00	55,67
115	-11,34	253,21	0,00	56,92
116	-11,43	256,83	0,00	58,18
117	-11,53	260,48	0,00	59,46
118	-11,63	264,15	0,00	60,76
119	-11,73	267,85	0,00	62,08
120	-11,83	271,57	0,00	63,41
121	-11,93	275,31	0,00	64,77
122	-12,03	279,08	0,00	66,14
123	-12,13	282,88	0,00	67,53
124	-12,23	286,70	0,00	68,95

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.71 – Tensioni nel cls e nell'acciaio, Y = 12.23 m dalla testa del muro.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: Vallone delle coste_SP2_sle". The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several data entry and display panels.

Section Data:

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	154	1	53,09	5
			2	53,09	149

Material Properties:

Property	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd} 18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
		τ_{c1} 2,114

Calculation Results:

σ_c	-0,1993 N/mm²
σ_s	9,35 N/mm²
ϵ_s	0,04675 ‰
d	149 cm
x	36,1
x/d	0,2423
δ	0,7428

Other Parameters:

- Method: Metodo n
- Point of application N: Centro
- Iteration count: 4
- Precompressed:

$$\sigma_{c,min} = -0.1993 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Le verifiche saranno condotte per le combinazioni quasi permanente e frequente nella sezione Y = 12.23 m. Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.72 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente. Y = 12.23 m dalla testa del muro.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	9,4 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	361 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
Φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
Φ_{trasv}	0 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	1540 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
d	1490 mm	Altezza utile della sezione
δ	37 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4,25 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,00 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	229,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,006 mm	Valore di calcolo apertura fessure

RELAZIONE DI CALCOLO

Con riferimento alla combinazione frequente, si riportano le sollecitazioni sul muro.

Figura 13.73 – Sollecitazioni per la combinazione frequente.

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	0,00	5,06	0,00	1,14
2	-0,10	5,82	0,00	1,14
3	-0,20	6,60	0,00	1,15
4	-0,30	7,41	0,00	1,16
5	-0,40	8,25	0,00	1,17
6	-0,50	9,10	0,00	1,19
7	-0,60	9,99	0,00	1,21
8	-0,70	10,90	0,00	1,24
9	-0,80	11,83	0,00	1,27
10	-0,89	12,79	0,00	1,31
11	-0,99	13,78	0,00	1,35
12	-1,09	14,78	0,00	1,40
13	-1,19	15,82	0,00	1,45
14	-1,29	16,88	0,00	1,50
15	-1,39	17,96	0,00	1,57
16	-1,49	19,07	0,00	1,63
17	-1,59	20,21	0,00	1,71
18	-1,69	21,37	0,00	1,79
19	-1,79	22,55	0,00	1,87
20	-1,89	23,76	0,00	1,96
21	-1,99	25,00	0,00	2,06
22	-2,09	26,26	0,00	2,17
23	-2,19	27,54	0,00	2,28
24	-2,29	28,85	0,00	2,39
25	-2,39	30,19	0,00	2,52
26	-2,49	31,55	0,00	2,65
27	-2,59	32,94	0,00	2,78
28	-2,68	34,35	0,00	2,93
29	-2,78	35,78	0,00	3,08
30	-2,88	37,25	0,00	3,24
31	-2,98	38,73	0,00	3,40
32	-3,08	40,24	0,00	3,58
33	-3,18	41,78	0,00	3,76
34	-3,28	43,34	0,00	3,95
35	-3,38	44,93	0,00	4,15
36	-3,48	46,54	0,00	4,35
37	-3,58	48,18	0,00	4,57
38	-3,68	49,84	0,00	4,79
39	-3,78	51,53	0,00	5,02
40	-3,88	53,24	0,00	5,26
41	-3,98	54,98	0,00	5,50
42	-4,08	56,74	0,00	5,76
43	-4,18	58,53	0,00	6,03
44	-4,28	60,34	0,00	6,30
45	-4,37	62,18	0,00	6,58
46	-4,47	64,04	0,00	6,88
47	-4,57	65,93	0,00	7,18
48	-4,67	67,84	0,00	7,49
49	-4,77	69,78	0,00	7,81
50	-4,87	71,74	0,00	8,15
51	-4,97	73,73	0,00	8,49
52	-5,07	75,74	0,00	8,84
53	-5,17	77,78	0,00	9,20
54	-5,27	79,85	0,00	9,57
55	-5,37	81,94	0,00	9,96
56	-5,47	84,05	0,00	10,35
57	-5,57	86,19	0,00	10,75
58	-5,67	88,35	0,00	11,17
59	-5,77	90,54	0,00	11,60
60	-5,87	92,76	0,00	12,03
61	-5,97	95,00	0,00	12,48
62	-6,07	97,26	0,00	12,94
63	-6,16	99,55	0,00	13,41
64	-6,26	101,87	0,00	13,90
65	-6,36	104,21	0,00	14,39
66	-6,46	106,57	0,00	14,90
67	-6,56	108,96	0,00	15,42
68	-6,66	111,38	0,00	15,95
69	-6,76	113,82	0,00	16,49
70	-6,86	116,28	0,00	17,05
71	-6,96	118,77	0,00	17,61
72	-7,06	121,29	0,00	18,19
73	-7,16	123,83	0,00	18,79
74	-7,26	126,40	0,00	19,39
75	-7,36	128,99	0,00	20,01
76	-7,46	131,60	0,00	20,64

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
77	-7,56	134,24	0,00	21,29
78	-7,66	136,91	0,00	21,95
79	-7,76	139,60	0,00	22,62
80	-7,86	142,32	0,00	23,31
81	-7,95	145,06	0,00	24,01
82	-8,05	147,83	0,00	24,72
83	-8,15	150,62	0,00	25,45
84	-8,25	153,44	0,00	26,19
85	-8,35	156,28	0,00	26,95
86	-8,45	159,14	0,00	27,72
87	-8,55	162,04	0,00	28,51
88	-8,65	164,95	0,00	29,31
89	-8,75	167,90	0,00	30,12
90	-8,85	170,86	0,00	30,95
91	-8,95	173,86	0,00	31,79
92	-9,05	176,87	0,00	32,65
93	-9,15	179,92	0,00	33,53
94	-9,25	182,99	0,00	34,42
95	-9,35	186,08	0,00	35,33
96	-9,45	189,20	0,00	36,25
97	-9,55	192,34	0,00	37,19
98	-9,64	195,51	0,00	38,14
99	-9,74	198,70	0,00	39,11
100	-9,84	201,92	0,00	40,10
101	-9,94	205,16	0,00	41,10
102	-10,04	208,43	0,00	42,12
103	-10,14	211,73	0,00	43,15
104	-10,24	215,05	0,00	44,20
105	-10,34	218,39	0,00	45,27
106	-10,44	221,76	0,00	46,36
107	-10,54	225,15	0,00	47,46
108	-10,64	228,57	0,00	48,58
109	-10,74	232,02	0,00	49,72
110	-10,84	235,49	0,00	50,87
111	-10,94	238,98	0,00	52,05
112	-11,04	242,50	0,00	53,24
113	-11,14	246,05	0,00	54,45
114	-11,24	249,62	0,00	55,67
115	-11,34	253,21	0,00	56,92
116	-11,43	256,83	0,00	58,18
117	-11,53	260,48	0,00	59,46
118	-11,63	264,15	0,00	60,76
119	-11,73	267,85	0,00	62,08
120	-11,83	271,57	0,00	63,41
121	-11,93	275,31	0,00	64,77
122	-12,03	279,08	0,00	66,14
123	-12,13	282,88	0,00	67,53
124	-12,23	286,70	0,00	68,95

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.74 - Verifica a fessurazione. Combinazione frequente. $Y = 12.23$ m dalla testa del muro.

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	9 mm	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	361 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 mm	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	0 mm	Diametro staffe o spirale
n	10 mm	Numero ferri longitudinali
c	50 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	1540 mm	Altezza sezione
k_t	0,4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
d	1490 mm	Altezza utile della sezione
δ	37 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33,2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	125000 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	5309 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3,1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41,2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	4,25 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0,00 %	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	229,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,006 mm	Valore di calcolo apertura fessure

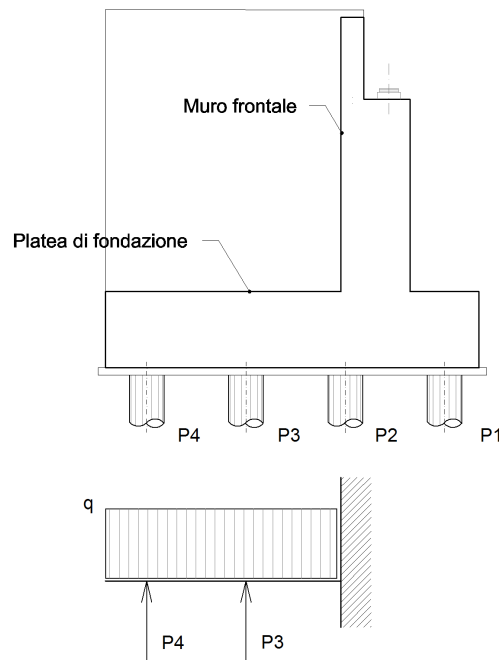
Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

13.2.2.4 Platea di fondazione spalla

Il calcolo della platea di fondazione della spalla viene effettuato facendo riferimento alle azioni trasmesse dai pali di fondazione, per ciascuna combinazione di carico definita.

La platea a monte viene modellata longitudinalmente (lungo X) come una mensola incastrata al muro frontale caricata con un carico uniformemente distribuito dovuto al peso del terreno, della platea e all'eventuale sovraccarico stradale e con le forze verticali concentrate dovute alle reazioni dei singoli pali, come riportato nello schema qui di seguito:

Figura 13.75: Schema sezione longitudinale spalla

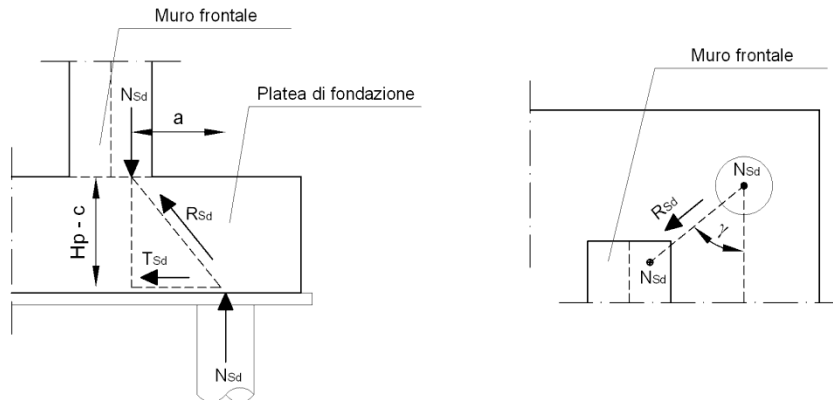


Schematizzato il modello, si risolve la mensola incastrata calcolando il momento massimo positivo, il momento massimo negativo ed il taglio massimo; con queste azioni vengono effettuate le verifiche a flessione e a taglio.

Per quanto riguarda la mensola a valle, nella sezione longitudinale, se la distanza tra asse 1° palo e estradosso muro frontale è confrontabile con lo spessore della platea è possibile considerare la mensola tozza e quindi adoperare un modello Biella-Tirante (Struct and Ties) al fine di calcolare l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali.

Il modello Struct and Ties si traduce nella verifica di resistenza della biella di calcestruzzo compresso e nel calcolo del tiro che deve essere assorbito dall'armatura disposta nell'intradosso inferiore della zattera. La determinazione dello sforzo di compressione sulla biella e di trazione sul tirante avviene esclusivamente mediante un'equazione di equilibrio.

Figura 13.76: Schema modello Biella-Tirante per la spalla



Così definita la geometria delle bielle e tiranti, si calcola la compressione C_{Ed} sulla biella di calcestruzzo e la trazione T_{Ed} del tirante come segue:

$$T_{Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{a}{(H_p - c)} ; \quad C_{Ed} = \sqrt{N_{Ed}^2 + T_{Ed}^2}$$

Con il tiro T si dimensiona l'armatura da disporre in corrispondenza dei pali come segue:

$$A_s = \frac{T_{Ed}}{f_{yd}}$$

da proiettare lungo i due assi di orditura dell'armatura nella zattera secondo l'angolo γ .

Con lo sforzo di compressione si verifica la biella di calcestruzzo la cui area resistente si determina come proiezione sull'ortogonale all'asse di compressione, una volta che sia valutata l'area resistente della biella come:

$$A_{Cd} = \pi \cdot \frac{\left(\varnothing_{palo}^2 \cdot \sin \left(\arctg \left(\frac{H_p - c}{a} \right) \right) \right)}{4}$$

La forza massima assorbibile dalla biella è:

$$C_{Rd} = A_{Cd} \cdot f_{cd}$$

per cui deve essere soddisfatta la verifica $C_{Rd} \geq C_{Ed}$.

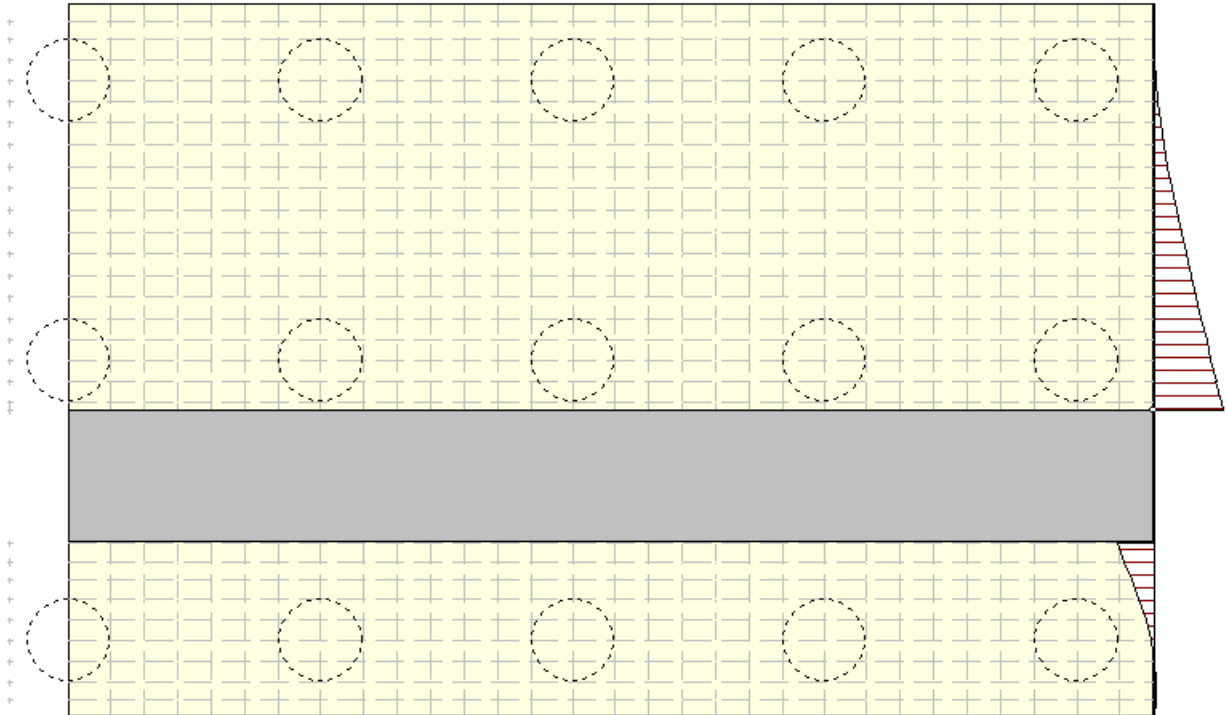
In allegato si riportano i dettagli di calcolo della platea di fondazione

Verifica SLU a flessione nella platea di fondazione

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2 con sisma verticale negativo. Di seguito si riportano le sollecitazioni sul paramento.

Figura 13.77 – Sollecitazioni sulla platea di fondazione. Combinazione 2.

RELAZIONE DI CALCOLO



Combinazione n° 2

Dimensioni della piastra (Simmetria)
Larghezza(m) = 15.50 Altezza(m) = 10.20

Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria
Ascissa X positiva verso destra
Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero
I momenti negativi tendono le fibre superiori

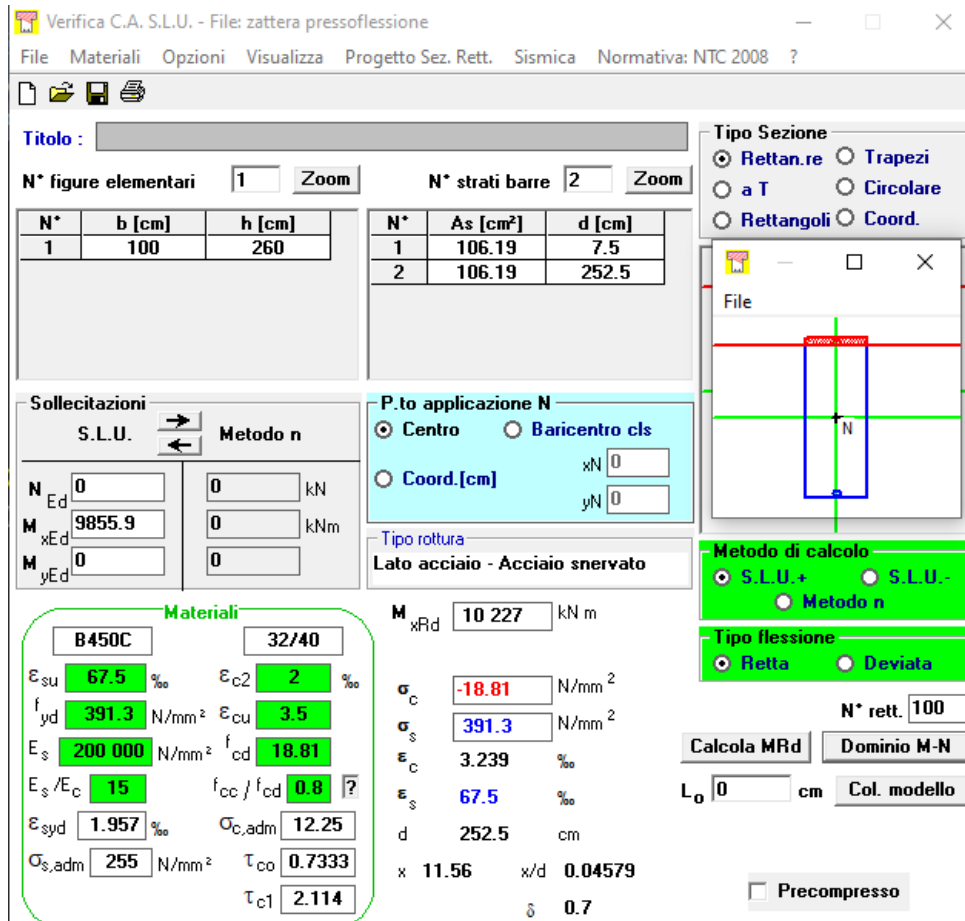
Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{min}	M _{max}	T _{min}	T _{max}
1	0.00	-1.0022	4.8840	-339.6912	119.1371
2	0.25	-142.5865	40.1817	-532.9186	383.1138
3	0.50	-166.7678	125.1876	-543.5568	684.3899
4	0.80	-217.9855	362.0024	0.0000	1594.6670
5	1.10	0.0000	736.5761	0.0000	2737.5502
6	1.40	0.0000	1321.3300	0.0000	3933.4964
7	1.70	0.0000	2417.2398	0.0000	5662.2290
8	2.10	0.0000	4468.6353	0.0000	5637.0160
9	4.40	-10251.1601	0.0000	-2660.1227	0.0000
10	4.50	-9855.8970	0.0000	-2631.3146	0.0000
11	4.80	-9085.5628	0.0000	-2488.0114	0.0000
12	5.10	-8497.2863	0.0000	-2372.0476	0.0000
13	5.40	-7821.1755	0.0000	-2522.9729	0.0000
14	5.70	-7047.3805	0.0000	-2934.2057	0.0000
15	6.01	-6256.6897	0.0000	-2671.5157	0.0000
16	6.32	-5487.2478	0.0000	-2487.6900	0.0000
17	6.63	-4750.3155	0.0000	-2351.9252	0.0000
18	6.94	-4046.2509	0.0000	-2236.7086	0.0000
19	7.26	-3378.1022	0.0000	-2146.6074	0.0000
20	7.57	-2757.6402	0.0000	-2078.5331	0.0000
21	7.88	-2185.1253	0.0000	-2035.3502	0.0000
22	8.19	-1642.9580	0.0000	-2047.5220	0.0000
23	8.50	-1122.0360	0.0000	-2144.4104	0.0000
24	8.80	-736.0682	0.0000	-1572.7190	0.0000
25	9.10	-428.1342	0.0000	-1078.0695	0.0000
26	9.40	-205.3991	7.7807	-684.0497	0.0000
27	9.70	-65.6940	80.6988	-431.8405	136.3580
28	9.95	-36.5123	84.4121	-222.0848	165.6543
29	10.20	-1.5818	2.7634	-41.8119	207.4071

Di seguito si riportano le armature sulla platea di fondazione.

Armatura zattera di fondazione	
Armatura longitudinale lembo superiore	2 ϕ 26/10
Armatura longitudinale lembo inferiore	2 ϕ 26/10
Armatura trasversale (cavallotto)	1 ϕ 20/100x100
Armatura trasversale (spilli)	12 ϕ 12/mq

Figura 13.78 – Dominio di resistenza.



Verifica SLU a taglio

Di seguito si riportano le sollecitazioni a taglio.

Figura 13.79 – Sollecitazione di Taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

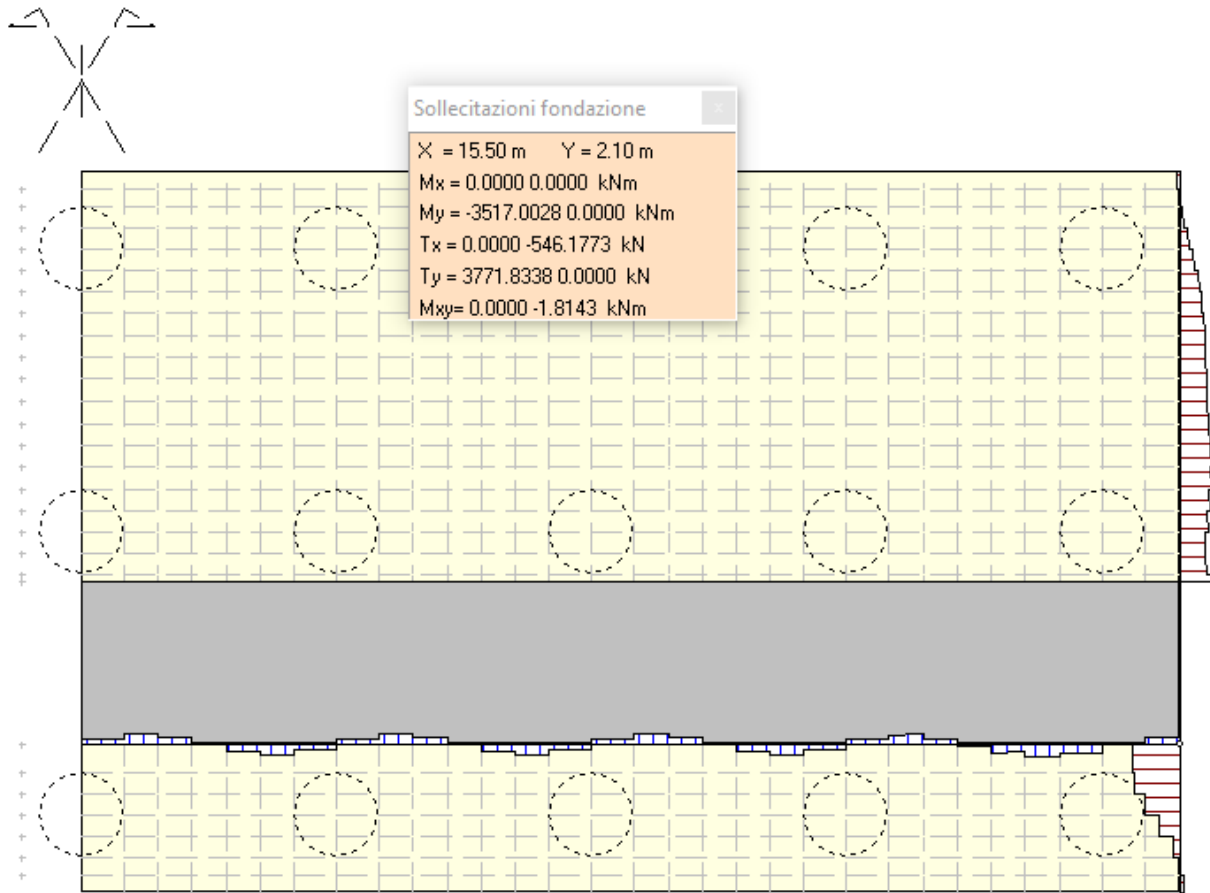


Figura 13.80 – Verifica a taglio.

Per la verifica a taglio è stata considerata un'area di armatura complessiva pari a 1670.48 mmq/mq data dalla somma degli spilli e dei cavallotti.

RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe			classe identificativa del calcestruzzo
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1.5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0.85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18.81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3.10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4.03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c$	1.45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2.60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4.83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19.92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14.94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1.15		coefficiente parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	7.5	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio

Taglio agente	$V_{Ed} =$	3371	kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2600	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2525	mm
n° ferri zona tesa		20	
diametro ferri zona tesa		26	mm
Armatura totale longitudinale	A_s	10613.2	mm ²
	k	1.281	
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ	0.004	< 0.02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	0	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0	Mpa < 0.2 x $f_{cd} = 3.7627$ Mpa
Resistenza unitaria a taglio	v_{min}	0.293	
Taglio resistente	V_{Rd}	925.7	kN

Esito della verifica Non soddisfatta, occorre armatura specifica a taglio

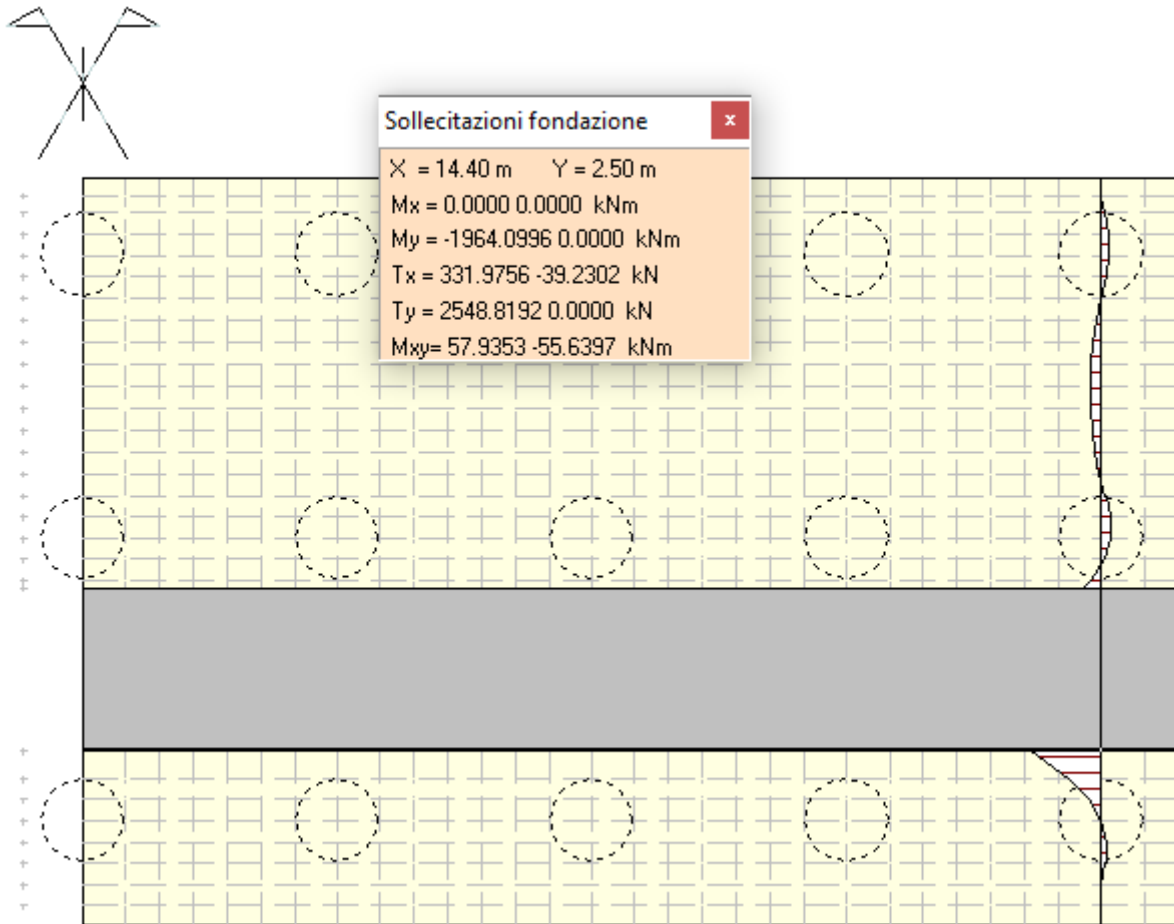
Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio agente	$V_{Ed} =$	3371	kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	2600	mm
Copriferro della sezione	δ	75	mm
Altezza utile della sezione	d	2525	mm
Diametro delle staffe	d_w	-	mm
Numero di braccia	n_w	-	
Area totale staffe	A_{sw}	1670.48	mm ²
Passo delle staffe	s	1000	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg 1
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg cot(θ) 2.50 2
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1	2.5
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rd} =$	3713.6	kN $V_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rd} =$	7371.3	kN $V_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	3713.6	kN $V_{Rd} = \min (V_{Rd,t}, V_{Rd,c})$
Esito della verifica	soddisfatta		

Verifica SLE per tensioni

Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** si riportano le sollecitazioni agenti sulla platea di fondazione.

Figura 13.81 – Sollecitazioni sulla platea di fondazione. Combinazione SLE Rara.



RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione n° 5

Dimensioni della piastra (Simmetria)

Larghezza(m) = 15.50 Altezza(m) = 10.60

Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero

I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{max}	M _{min}	T _{max}	T _{min}
1	0.00	-0.6781	4.1928	-134.2341	16.4677
2	0.30	-67.0641	35.7483	-148.8011	98.2287
3	0.60	-101.4361	24.5580	-338.7794	206.7170
4	0.90	-118.3244	44.4830	-378.5015	323.9168
5	1.20	-148.8869	144.8831	0.0000	693.6779
6	1.50	-25.6791	304.7224	0.0000	1225.8455
7	1.80	0.0000	543.1725	0.0000	1771.6759
8	2.10	0.0000	1037.2962	0.0000	2574.0579
9	2.50	0.0000	1964.0996	0.0000	2548.8192
10	4.80	-786.1586	525.2674	-736.2618	1710.5299
11	4.90	-716.0307	325.7684	-706.1153	1740.5394
12	5.20	-599.1427	123.6999	-567.8639	930.2552
13	5.50	-650.5167	0.0000	-439.5690	553.0249
14	5.80	-576.0841	0.0000	-445.8344	183.3933
15	6.10	-379.4632	0.0000	-947.6193	0.0000
16	6.41	-152.1392	80.2111	-697.2714	0.0000
17	6.72	-32.3435	184.1433	-487.4976	0.0000
18	7.03	0.0000	252.9724	-337.0966	0.0000
19	7.34	0.0000	292.4345	-209.7116	0.0000
20	7.66	0.0000	303.9945	-111.1537	54.5943
21	7.97	0.0000	296.2071	-35.5105	177.4220
22	8.28	0.0000	268.4235	-2.3203	320.1432
23	8.59	0.0000	204.5291	0.0000	506.0309
24	8.90	-20.6102	99.4359	0.0000	740.7428
25	9.20	-129.2621	49.2342	0.0000	433.7668
26	9.50	-182.4935	11.3857	-4.8260	223.3429
27	9.80	-177.2680	0.0000	-165.8463	87.0052
28	10.10	-130.5983	0.0000	-470.2049	57.5434
29	10.35	-81.9423	15.3701	-269.3204	26.3451
30	10.60	0.0000	4.1382	-193.8368	12.4154

Figura 13.82 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: zattera SLE Rara

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	260	1	106.19	7.5
			2	106.19	252.5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

Materiali
B450C 32/40
E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.81
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 ‰ C_{c,adm} 12.25
C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.7333
T_{c1} 2.114

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

σ_c -1.801 N/mm²
σ_s 78.63 N/mm²

ε_s 0.3931 ‰
d 252.5 cm
x 64.57 x/d 0.2557
δ 0.7596

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

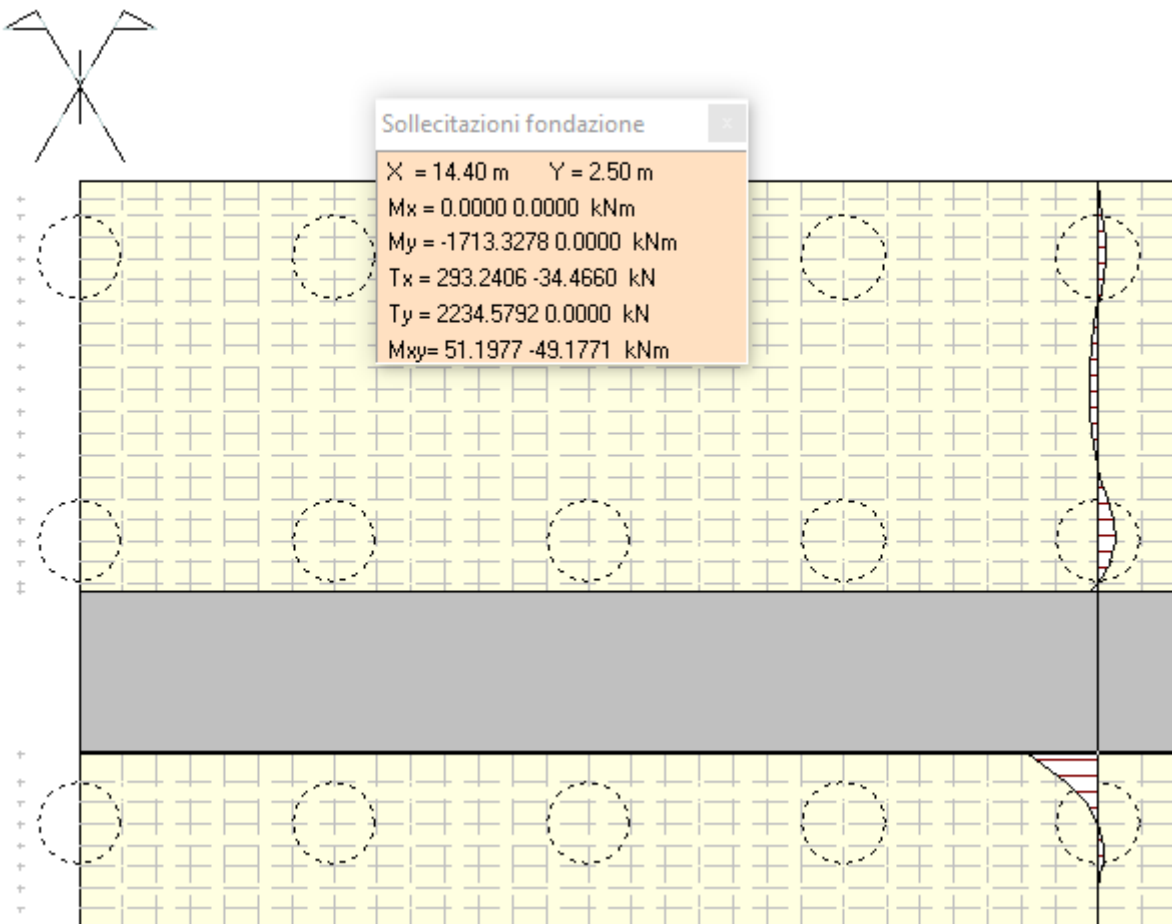
RELAZIONE DI CALCOLO

$$\sigma_{c,min} = -1.8 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,max} = 78.63 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** si riportano le sollecitazioni agenti sul paramento verticale.

Figura 13.83 – Sollecitazioni sulla platea di fondazione. Combinazione SLE quasi permanente.



RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazione n° 3

Dimensioni della piastra (Simmetria)

Larghezza(m) = 15.50 Altezza(m) = 10.60

Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero

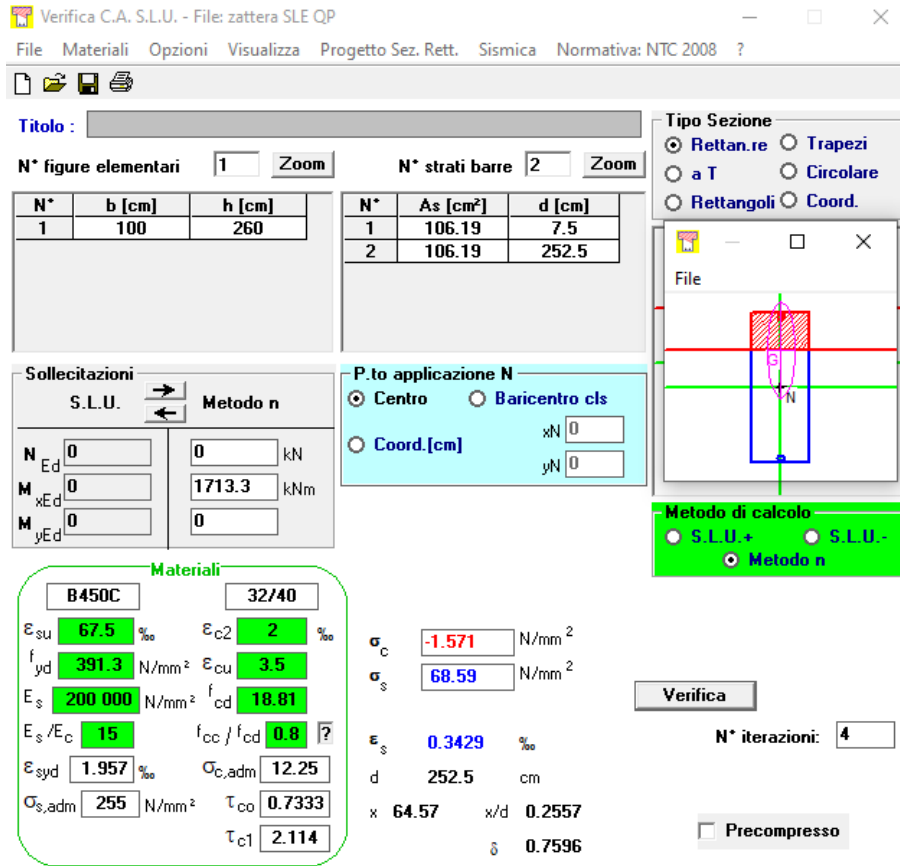
I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{min}	M _{max}	T _{min}	T _{max}
1	0.00	-0.5448	3.7638	-119.1912	13.5274
2	0.30	-59.5936	31.3293	-133.9294	84.5256
3	0.60	-90.9850	20.4400	-304.2023	178.2650
4	0.90	-107.5544	36.3899	-348.5765	279.6707
5	1.20	-136.8851	122.8208	0.0000	604.1632
6	1.50	-30.9520	261.1343	0.0000	1072.5376
7	1.80	0.0000	468.2712	0.0000	1552.5656
8	2.10	0.0000	900.8297	0.0000	2259.8174
9	2.50	0.0000	1713.3278	0.0000	2234.5792
10	4.80	-997.9661	217.5919	-791.1161	1439.6778
11	4.90	-922.1845	52.7548	-760.9594	1469.6999
12	5.20	-781.4220	0.0000	-626.8321	735.2286
13	5.50	-796.3435	0.0000	-501.9634	412.3784
14	5.80	-699.2557	0.0000	-505.9660	71.0548
15	6.10	-493.4301	0.0000	-954.5899	0.0000
16	6.41	-261.4745	0.0000	-711.4337	0.0000
17	6.72	-130.0251	76.5852	-511.8811	0.0000
18	7.03	-25.1117	157.6152	-366.3371	0.0000
19	7.34	0.0000	209.4074	-241.6227	0.0000
20	7.66	0.0000	233.2716	-146.3397	18.8150
21	7.97	0.0000	236.9185	-81.6867	135.6057
22	8.28	0.0000	220.7295	-29.5235	275.8629
23	8.59	0.0000	168.6823	-5.0043	457.6792
24	8.90	-38.6888	76.0903	0.0000	685.2141
25	9.20	-136.4885	34.2250	-2.1945	393.4814
26	9.50	-182.4336	2.9946	-18.4241	197.3803
27	9.80	-173.6621	0.0000	-168.9454	69.9300
28	10.10	-126.4772	0.0000	-457.7736	43.4693
29	10.35	-78.7080	14.3306	-260.9311	24.2799
30	10.60	0.0000	4.0257	-185.9080	11.9141

Figura 13.84 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.

RELAZIONE DI CALCOLO



Verifica C.A. S.L.U. - File: zattera SLE QP

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	260

N*	As [cm²]	d [cm]
1	106.19	7.5
2	106.19	252.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N* iterazioni

Precompresso

Materiali

B450C		32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	18.81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

σ_c -1.571 N/mm²
 σ_s 68.59 N/mm²
 ϵ_s 0.3429 ‰
d 252.5 cm
x 64.57 x/d 0.2557
 δ 0.7596

$$\sigma_{c,min} = -1.57 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Le verifiche sono state condotte per le combinazioni quasi permanente e frequente Di seguito si riporta la verifica a fessurazione per la combinazione **quasi permanente**.

Figura 13.85 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente.

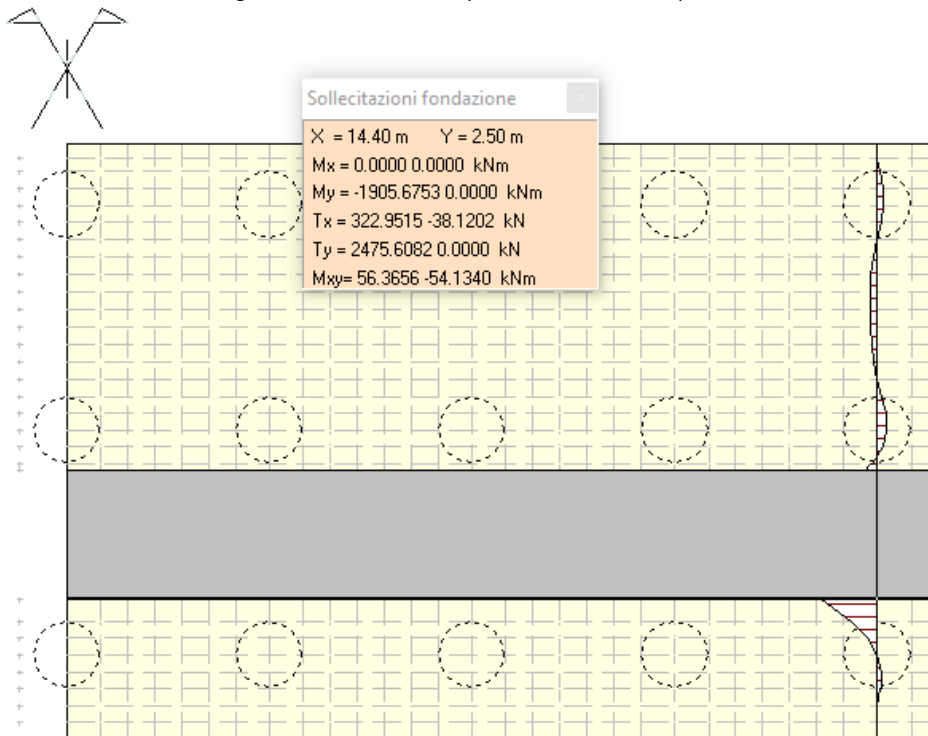
RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	68.6 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	646 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2600 mm	Altezza sezione
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2525 mm	Altezza utile della sezione
δ	50 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	10619 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5.66 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	248.0 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.050 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Con riferimento alla combinazione frequente, si riportano le sollecitazioni sul muro.

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.86 – Sollecitazioni per la combinazione frequente.



Combinazione n° 4
Dimensioni della piastra(Simmetria)
Larghezza(m) = 15.50 Altezza(m) = 10.60
Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria
Ascissa X positiva verso destra
Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero
I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{max}	M _{min}	T _{max}	T _{min}
1	0.00	-0.6470	4.0929	-130.7298	15.7855
2	0.30	-65.3236	34.7188	-145.3368	95.0369
3	0.60	-99.0013	23.5986	-330.7244	200.0886
4	0.90	-115.8152	42.5975	-371.5648	313.6086
5	1.20	-146.0907	139.7431	0.0000	672.8235
6	1.50	-26.9076	294.5673	0.0000	1190.1284
7	1.80	0.0000	525.7222	0.0000	1720.6287
8	2.10	0.0000	1005.5025	0.0000	2500.8468
9	2.50	0.0000	1905.6753	0.0000	2475.6082
10	4.80	-863.6796	419.8642	-755.2324	1634.2890
11	4.90	-791.6095	229.3740	-725.0820	1664.2976
12	5.20	-667.0879	42.0601	-587.9111	873.3221
13	5.50	-707.5356	0.0000	-460.5498	510.0174
14	5.80	-625.7820	0.0000	-464.8205	148.5777
15	6.10	-425.3553	0.0000	-954.6306	0.0000
16	6.41	-195.3421	33.0613	-705.6412	0.0000
17	6.72	-71.0184	141.6805	-498.5433	0.0000
18	7.03	0.0000	215.3555	-349.4228	0.0000
19	7.34	0.0000	259.6830	-222.7341	0.0000
20	7.66	0.0000	276.0901	-124.9192	39.8569
21	7.97	0.0000	272.9280	-59.2713	160.7321
22	8.28	0.0000	249.6795	-13.8270	302.5392
23	8.59	0.0000	190.4321	0.0000	486.8598
24	8.90	-27.7798	90.2083	0.0000	718.7742
25	9.20	-132.1191	43.3021	0.0000	417.8598
26	9.50	-182.4739	8.0686	-10.2567	213.0819
27	9.80	-175.8466	0.0000	-167.0837	80.3164
28	10.10	-128.9772	0.0000	-465.3326	52.4281
29	10.35	-80.6690	14.9654	-266.0185	25.8869
30	10.60	0.0000	4.0940	-190.7151	12.2152

RELAZIONE DI CALCOLO

Figura 13.87 - Verifica a fessurazione. Combinazione frequente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: zattera SLE freq

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	260

N°	As [cm²]	d [cm]
1	106.19	7.5
2	106.19	252.5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

File

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1905.7"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali

B450C	32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²
E_s	200 000 N/mm²
E_s/E_c	15
ϵ_{syd}	1.957 ‰
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²
ϵ_{c2}	2 ‰
ϵ_{cu}	3.5 ‰
f_{cd}	18.81
f_{cc}/f_{cd}	0.8
$\sigma_{c,adm}$	12.25
τ_{co}	0.7333
τ_{c1}	2.114

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure</u>		
σ_s	76.3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
x_n	646 mm	Asse neutro della sezione
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali in zona tesa
φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Copriferro
b	1000 mm	Larghezza sezione
h	2600 mm	Altezza sezione
k_t	0.6	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
<hr/>		
d	2525 mm	Altezza utile della sezione
δ	50 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
A_{c_eff}	187500 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	10619 mm ²	Area ferri longitudinali in zona tesa
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	5.66 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.02 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	248.0 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.055 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

13.2.2.5 Palo di fondazione

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione sono state eseguite agli Stati Limite Ultimi con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti.

La verifica a flessione e taglio viene condotta su ciascun palo della palificata per tutte le combinazioni di calcolo previste; l'armatura necessaria da disporre viene valutata dall'involuppo delle sollecitazioni taglianti e di momento lungo il fusto del palo.

Nei tabulati di verifica in allegato si riporta una tabella che, per ciascun concio in cui è stato schematizzato il palo, vengono riportate le sollecitazioni relative alla combinazione più gravosa e l'armatura necessaria al soddisfacimento delle verifiche e quella effettivamente disposta in progetto.

Il muro viene suddiviso in 22 conci valutando le azioni risultanti su ciascuno di essi in modo da poter effettuare su ogni sezione individuata le relative verifiche a presso-flessione e a taglio, calcolando le armature necessarie e successivamente verificandolo allo SLE.

Verifica SLU a presso-flessione dei pali di fondazione

Le verifiche sono state condotte per ciascuna combinazione individuata e la più gravosa è risultata la combinazione sismica n.2 con sisma verticale negativo. I valori delle sollecitazioni nella sezione più caricata sono:

$$N = -3535.35 \text{ kN}$$

$$M = 1587.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Di seguito si riporta la distribuzione delle sollecitazioni nei pali.

L'armatura è riportata nella tabella seguente.

Tabella 13.4 – Tabella delle armature dei pali

Armatura pali	
Armatura longitudinale zona critica	50 ϕ 26
Armatura longitudinale fuori zona critica	35 ϕ 26
Spirale zona critica	ϕ 12/10
Spirale fuori zona critica	ϕ 12/20

Figura 13.88 – Dominio di resistenza nella sezione più sollecitata.

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pressoflessione pali SP2

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: 50
Diametro barre: 2.6 [cm]
Copriferro (baric.): 6.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: -3 535 0 kN
 M_{xEd}: 1 587 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 3 282 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 14.68 ‰
 d 113.3 cm
 x 21.81 x/d 0.1925
 δ 0.7

Vertici: 50 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Verifica SLU a taglio

Il valore della sollecitazione di taglio è pari a:

$T = 1277.5 \text{ kN}$

Figura 13.89 – Verifica a taglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo			
SLU			
Classe classe identificativa del calcestruzzo			
$R_{ck} \geq$	40	MPa	resistenza a compressione cubica caratteristica
γ_c	1.5		coefficiente parziale SLU
α_{cc}	0.85		fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.2	MPa	resistenza a compressione cilindrica media
$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$	18.81	MPa	resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)}$	3.10	MPa	resistenza a trazione media
$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm}$	2.17	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm}$	4.03	MPa	resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$	1.45	MPa	resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	3.72	MPa	resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2.60	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm}$	4.83	MPa	resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)$	33643	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_1 = f_{ctm} / 1.2$	2.58	MPa	stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$	19.92	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione rara)
$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$	14.94	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio (per combinazione quasi permanente)
Acciaio B450C			
SLU			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
γ_s	1.15		coefficienti parziale SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	MPa	tensione di snervamento di calcolo
E_s	210000	MPa	modulo elastico
SLE			
$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$	360	MPa	stato limite delle tensioni di esercizio
n	15		coefficiente omogeneizzazione
δ	6.7	cm	copriferro

Taglio resistente nelle sezioni senza armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 1277.5 \text{ kN}$			
Larghezza minima della sezione	b_w	1200	mm
Altezza della sezione	h	960	mm
Copriferro della sezione	δ	67	mm
Altezza utile della sezione	d	893	mm
n° ferri zona tesa		37	
diametro ferri zona tesa		26	mm
Armatura totale longitudinale	A_s	19634.4	mm ²
	k	1.473	
Rapporto geom. di armatura longitudinale	ρ	0.017	< 0,02
Sforzo normale agente	N_{Ed}	0	kN
Tensione di compressione agente	σ_{cp}	0	Mpa < $0,2 \times f_{cd} = 3.7627 \text{ Mpa}$
Resistenza unitaria a taglio	v_{Rd}	0.361	
Taglio resistente	V_{Rd}	727.3	kN

Esito della verifica Non soddisfatta, occorre armatura specifica a taglio

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio agente $V_{Ed} = 1277.5 \text{ kN}$			
Larghezza minima della sezione	b_w	1200	mm
Altezza della sezione	h	960	mm
Copriferro della sezione	δ	67	mm
Altezza utile della sezione	d	893	mm
Diametro delle staffe	d_w	12	mm
Numero di braccia	n_w	2	
Area totale staffe	A_{sw}	226.08	mm ²
Passo delle staffe	s	100	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21.8	deg $\cot(\theta) 2.5$
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rd} = 1777.5 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$	
Resistenza di calcolo a "taglio-comprensione"	$V_{Rd} = 3128.3 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{td} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 1777.5 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min (V_{Rd,t}, V_{Rd,c})$	
Esito della verifica	soddisfatta		

Verifica SLE per tensioni

Con riferimento alla combinazione caratteristica **rara** il massimo momento flettente è pari a $M = 941.3$ kN·m.

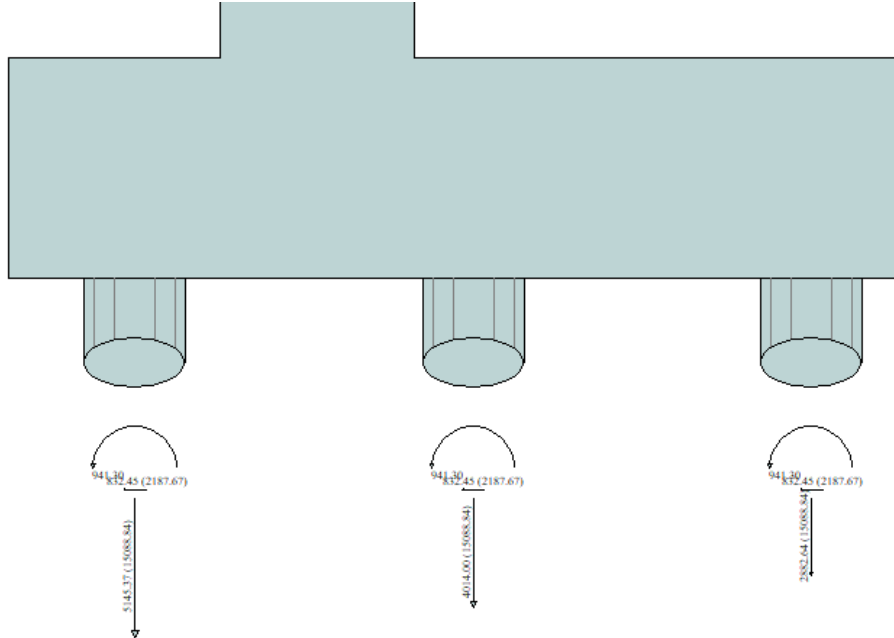


Figura 13.90 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pressoflessione pali SP2

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: 50
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 6.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Selecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	941.3	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

- S.L.U. +
- S.L.U.
- Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 18.13
E_s / E_c 15	f_{cc} / f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_c -4.847 N/mm²

σ_s 117.2 N/mm²

ϵ_s 0.5858 ‰

d 113.3 cm

x 43.39 x/d 0.3829

δ 0.9187

Vertici: 50

Verifica

N° iterazioni: 4

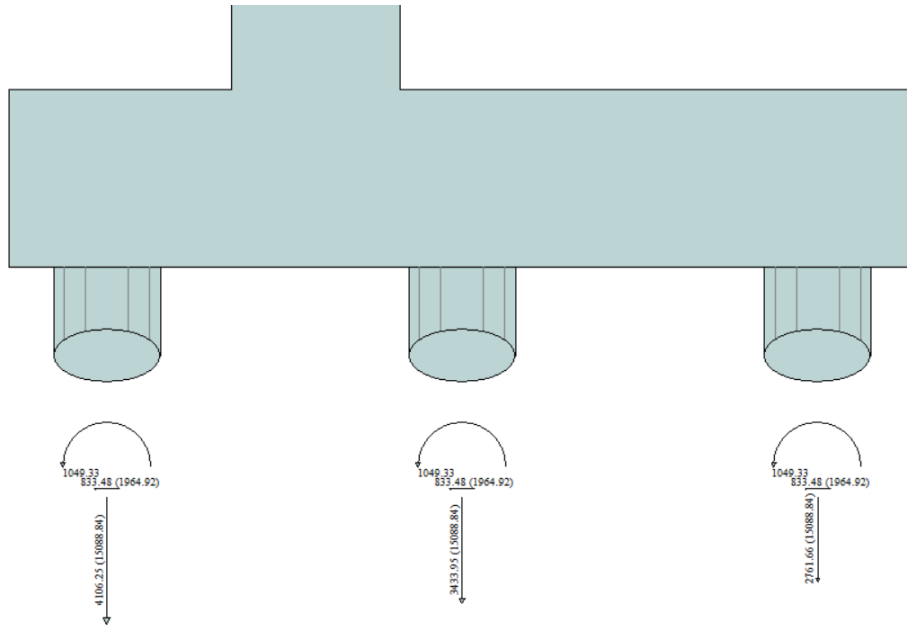
Precompresso

$\sigma_{c,min} = -4.58 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$

$\sigma_{s,max} = 104.4 \text{ MPa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** il massimo momento flettente è pari a $M = 997.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Figura 13.91 – Tensioni nel cls e nell'acciaio.



Verifica C.A. S.L.U. - File: QP pali SP2

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	50	
Diametro barre	2.6	[cm]
Copriferro (baric.)	6.7	[cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Collecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	941.3	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C32/40	
E _{su}	67.5	E _{c2}	2
f _{yd}	391.3	E _{cu}	3.5
E _s	200 000	f _{cd}	18.13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

σ_c -4.847 N/mm²
σ_s 117.2 N/mm²
ε_s 0.5858 ‰
d 113.3 cm
x 43.39 x/d 0.3829
δ 0.9187

Vertici: 50
Verifica
N° iterazioni: 4
 Precompresso

$$\sigma_{c,\min} = -4.85 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$$

Verifiche SLE per fessurazione

Con riferimento alla combinazione caratteristica **quasi permanente** il massimo momento flettente è pari a $M = 997.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Figura 13.92 – Verifica a fessurazione. Combinazione quasi permanente.

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>		
σ_s	117.2 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
φ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
φ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	34	Numero ferri longitudinali
c	67 mm	Copriferro
D	1200 mm	Diametro
k_t	0.4	$k_t=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.2 mm	Valore limite apertura fessure
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	98 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	15760 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	3.37 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.04 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	274.0 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.097 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Con riferimento alla combinazione caratteristica **frequente** il massimo momento flettente è pari a $M = 958.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Figura 13.93 – Sollecitazioni nei pali di fondazione. Combinazione frequente.

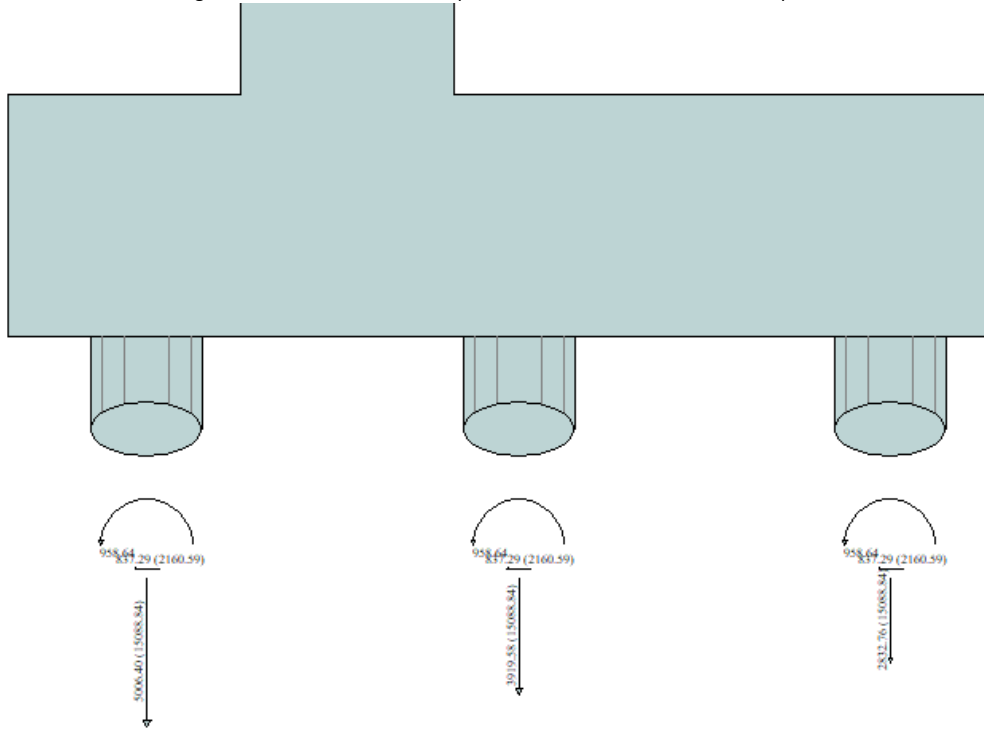


Figura 13.94 - Verifica a fessurazione. Combinazione frequente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: SLE freq pali SP2

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: 50
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copri ferro (baric.): 6.7 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN: 0
yN: 0

Metodo di calcolo

- S.L.U. +
- S.L.U.
- Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
E_{su} : 67.5 %	E_{c2} : 2 %
f_{yd} : 391.3 N/mm ²	E_{cu} : 3.5 %
E_s : 200 000 N/mm ²	f_{cd} : 18.13
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8
E_{syd} : 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$: 12.25
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0.7333
	τ_{c1} : 2.114

σ_c : -4.936 N/mm²
 σ_s : 119.3 N/mm²

E_s : 0.5965 %
d: 113.3 cm
x: 43.39 x/d: 0.3829
 δ : 0.9187

Vertici: 50
Verifica
N° iterazioni: 4
 Precompresso

RELAZIONE DI CALCOLO

<u>Verifica apertura fessure sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>		
σ_s	119.3 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R_{ck}	40 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_{long}	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_{trasv}	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	34	Numero ferri longitudinali
c	67 mm	Copriferro
D	1200 mm	Diametro
k_t	0.6	$k_1=0.6$; 0.4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0.5	$k_2=0.5$; 1.0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0.8	$k_1=0.8$; 1.6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0.3 mm	Valore limite apertura fessure
δ	42 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
f_{ck}	33.2 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	98 mm	Interasse ferri longitudinali
A_{c_eff}	15760 mm ²	Area efficace del calcestruzzo
A_{s_long}	531 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	206000 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a.
f_{ctm}	3.1 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	33643 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6.12	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	41.2 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	3.37 %	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm}	0.03 %	Deformazione unitaria media
k_3	3.4	Coefficiente
k_4	0.4	Coefficiente
Δs_{max}	274.0 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0.095 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Le verifiche risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico.

14 VERIFICHE DI STABILITÀ DEGLI SCAVI PROVVISORIALI

Si riportano di seguito i risultati delle analisi di stabilità degli scavi provvisionali.

Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido-plastico e adottando il criterio di rottura di *Mohr-Coulomb*. In particolare, è stato utilizzato il metodo delle strisce, nel quale la porzione di terreno delimitato dalla generica superficie *S* e dalla superficie topografica è suddivisa in settori verticali in modo da valutare, seppur in modo approssimato e discreto, la distribuzione della tensione efficace normale e della corrispondente resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento; in dettaglio, si è utilizzato il metodo di Morgenstern-Price.

Nelle verifiche si considera un carico pari a 10 kPa dovuto ai mezzi di cantiere.

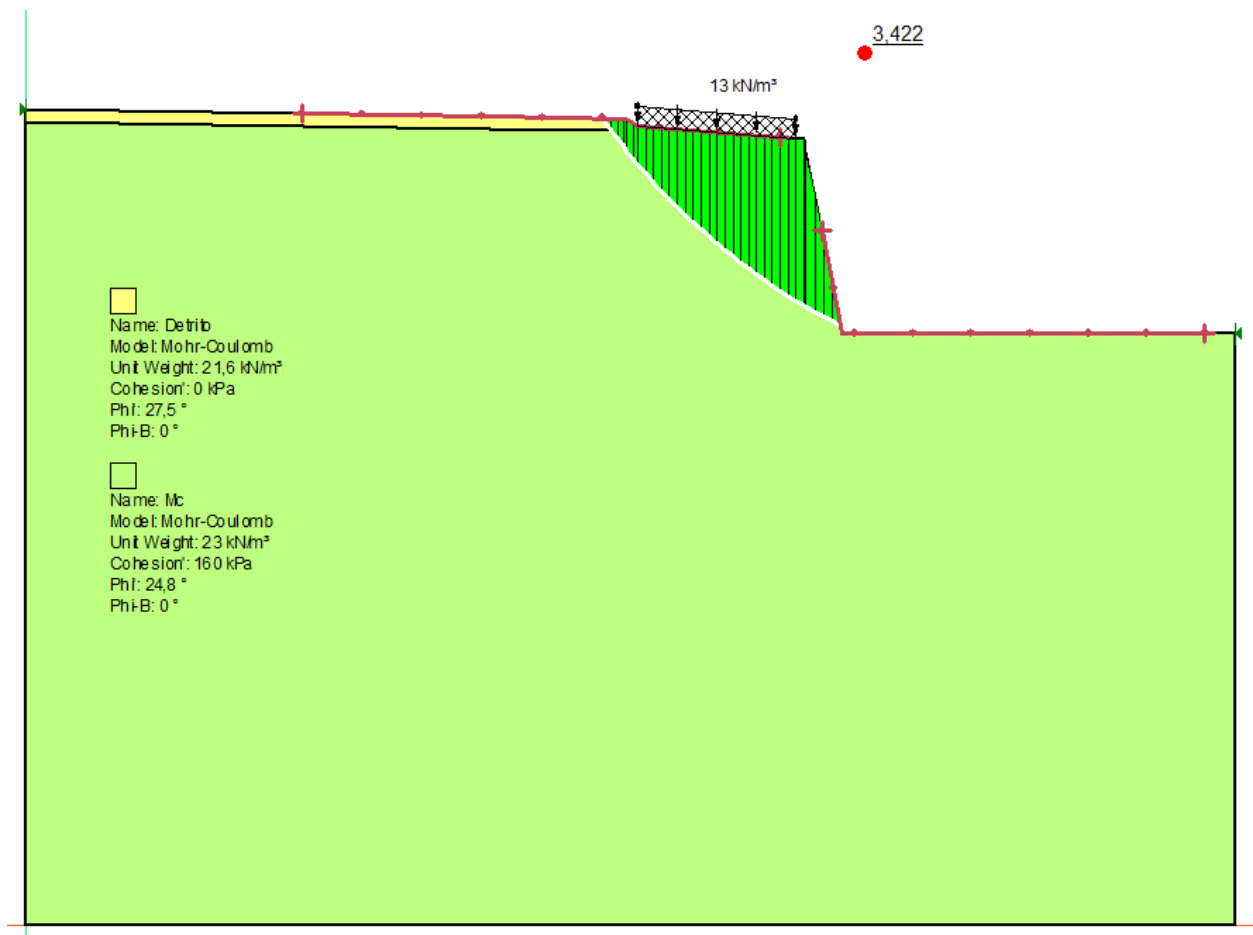


Figura 14-1 verifica di stabilità provvisoria pila 1 sx

RELAZIONE DI CALCOLO

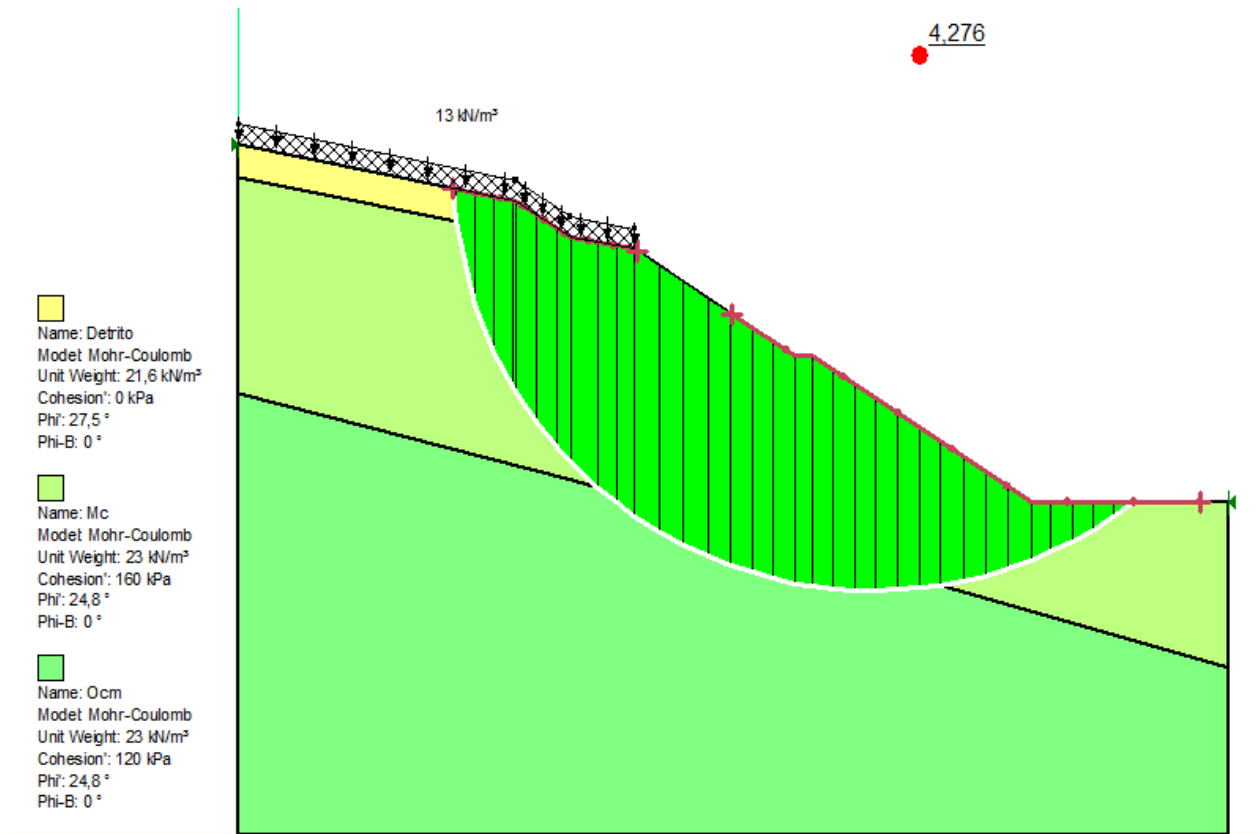


Figura 14-2 verifica di stabilità provvisoria pila 2 sx

15 VERIFICHE DELLE PARATIE PROVVISORIALI

15.1 PREMESSA

Nel presente paragrafo si riportano i risultati e le verifiche delle opere previste per il sostegno degli scavi necessari alla realizzazione del viadotto "Vallone delle Coste".

Per brevità di trattazione, si riportano esclusivamente le verifiche condotte con riferimento all'opera più gravosa, ovvero l'opera 1 nel suo tratto più alto (tratto C). Tale opera ha natura puramente provvisoria.

La paratia di micropali è caratterizzata da una lunghezza 12 m, diametro di 240 mm, armati con tubo di 168.3/10 mm e disposti ad interasse di 0.45 m. Tale opera presenta n.2 ordini di tiranti disposti ad interasse longitudinale di 2.25 m, del tipo IRS a 3 trefoli, aventi una lunghezza libera di 6.00 m e lunghezza di fondazione 10.00 m.

Di seguito si riportano lo stralcio planimetrico, la sviluppata del tratto di paratia in esame e la sezione trasversale tipo.

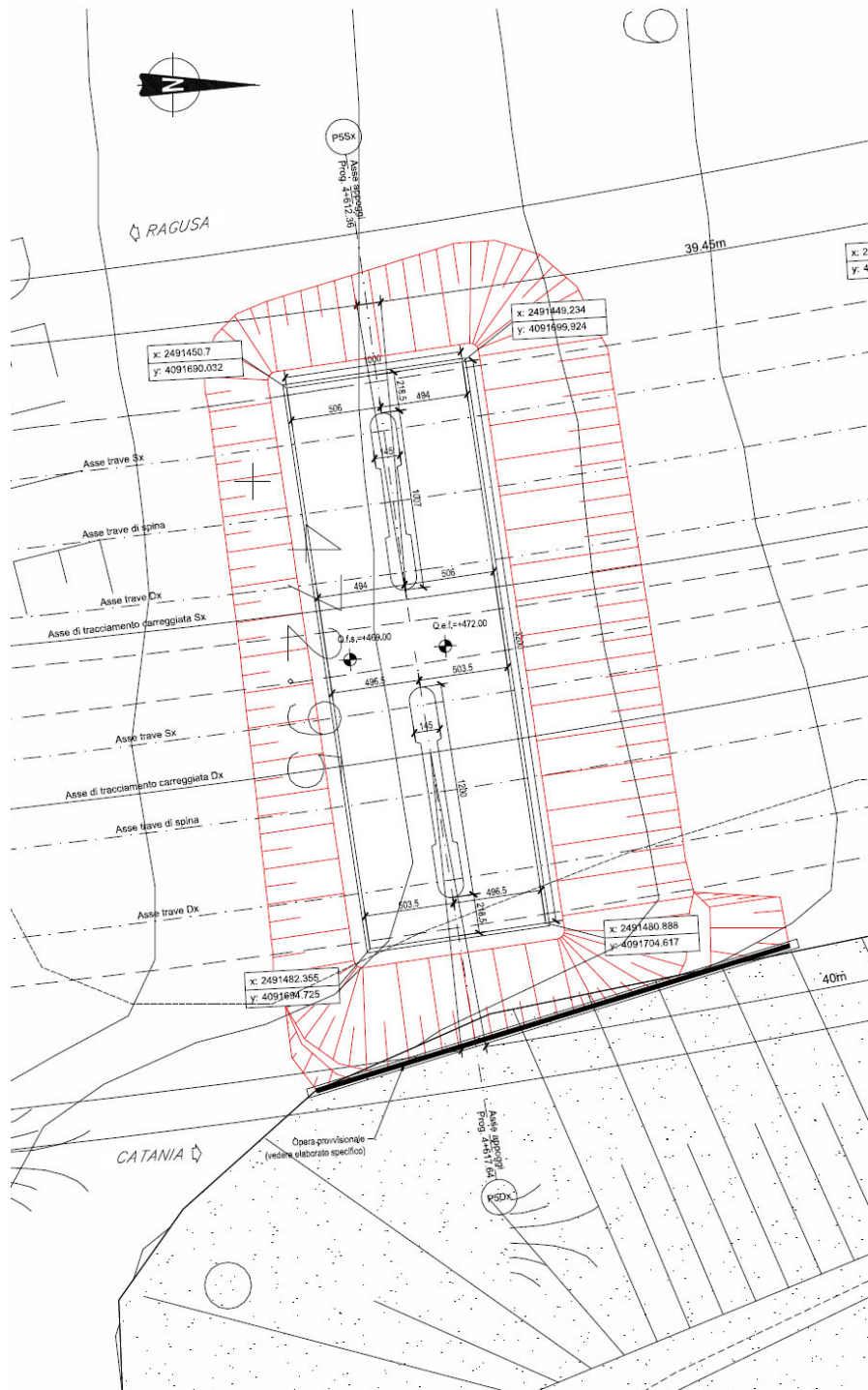


Figura 15-1: Stralcio planimetrico Opera 1

RELAZIONE DI CALCOLO

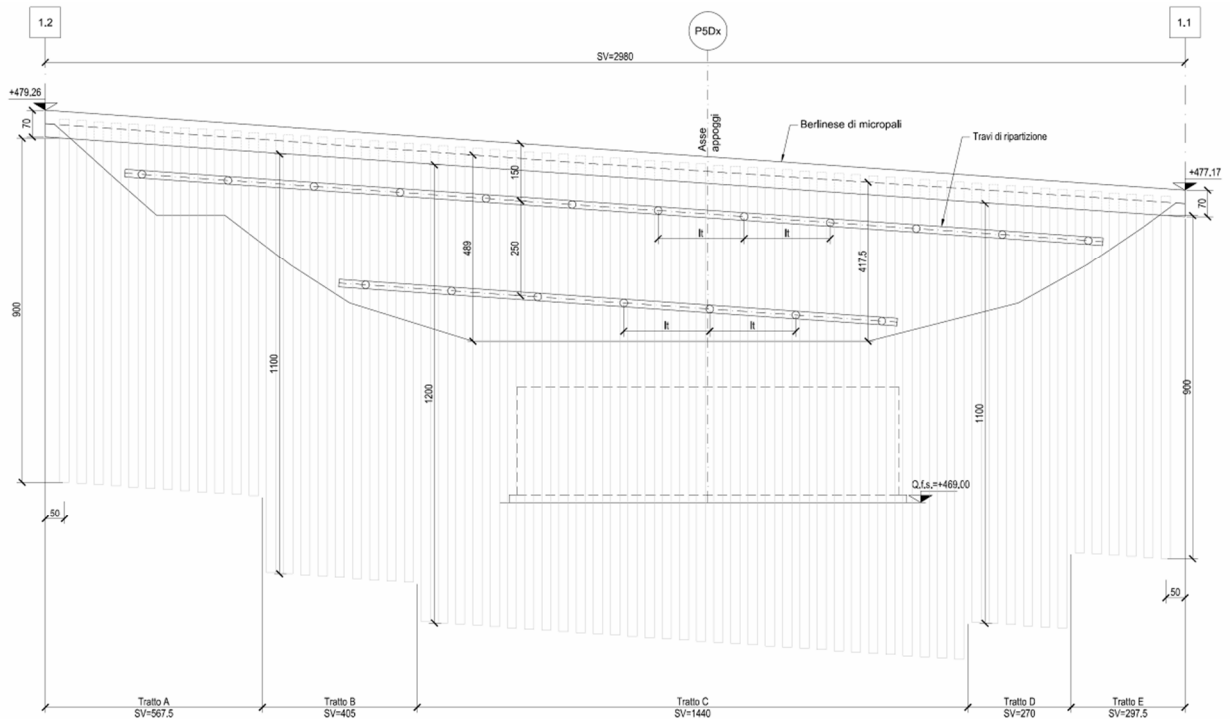


Figura 15-2 Sviluppata Opera 1 – tratto C di studio

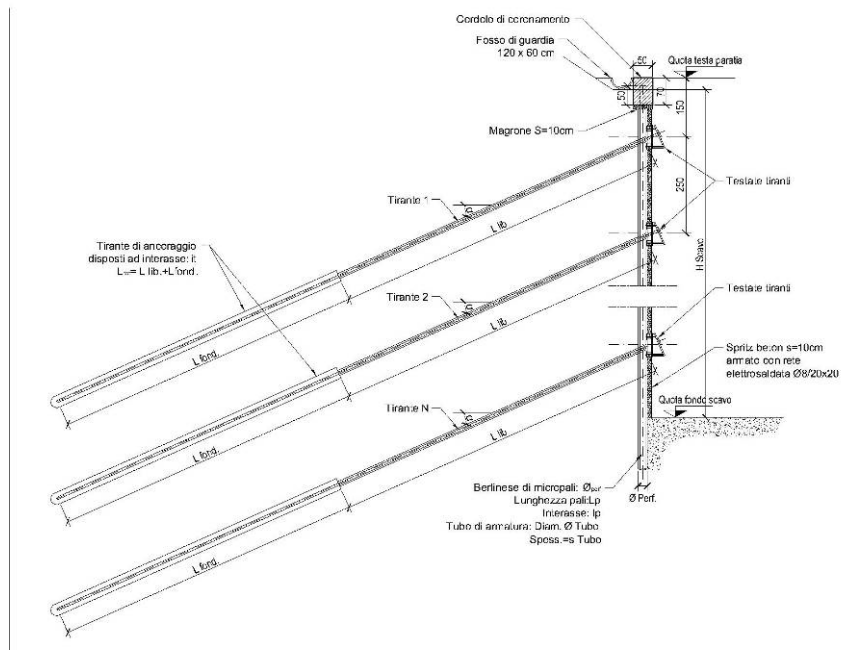


Figura 15-3: Sezione trasversale tipo

Per la progettazione delle paratie in oggetto, è stato utilizzato il seguente modello di calcolo:

- Diametro palo: 240 mm
- Lunghezza palo: 12 m
- Altezza fuori terra: 7.8 m
- Numero tiranti: 2
- Lunghezza tiranti: 16 m

15.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

I parametri geotecnici adottati nei calcoli sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 15.1 Parametri geotecnici modello di calcolo

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c	c'	Su	Modulo	Elastico	Eu	Ev	Eur
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa	kPa			kPa	kPa	kPa
1	Rilevato esistente	19.5	19.5	34		0			Constant		10000	30000	
2	Mc sciolta	22	22	31		20			Constant		50000	150000	

Dai sondaggi di riferimento non si rileva la presenza di falda.

15.3 CARICHI ELEMENTARI

Durante la realizzazione della paratia, si è considerato un carico stradale pari a 20 kPa.

15.4 ANALISI NUMERICHE - SINTESI DEI RISULTATI

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per la paratia oggetto della presente relazione:

Tabella 15.2: Risultati analisi numeriche paratia

Stato limite	SLE	SLU – A1+M1+R1	SLU – A2+M2+R1
Combinazione	Statica	Statica	Statica
Spostamento massimo (cm)	0.5	-	-
Momento di calcolo Md (kNm/m)	-	57.56	132.75
Taglio massimo Vd (kN/m)	-	74.465	126.91
Reazione massima tiranti F _d (kN/m)	-	159.5	161.15

15.5 VERIFICHE STRUTTURALI - SLU

Nella figura seguente si riportano le verifiche a flessione e taglio per i micropali costituenti la paratia.

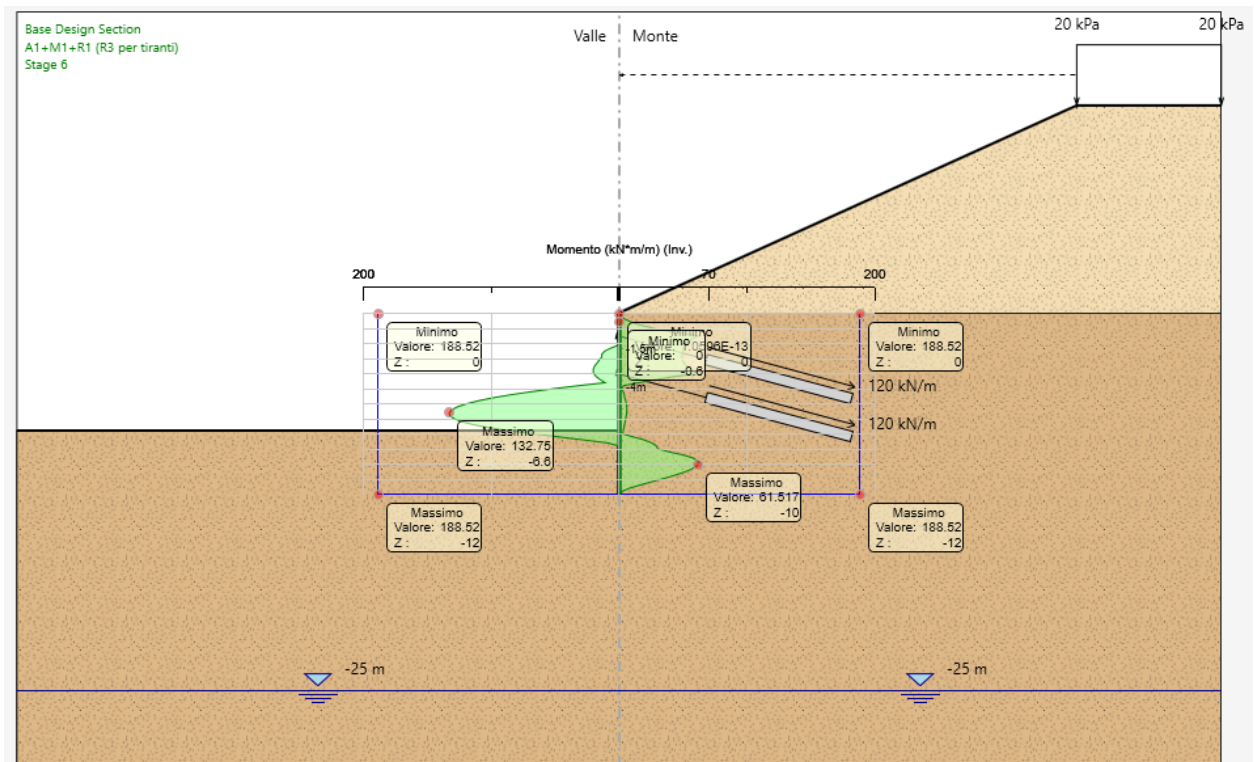


Figura 15-4: Verifiche strutturali SLU a momento

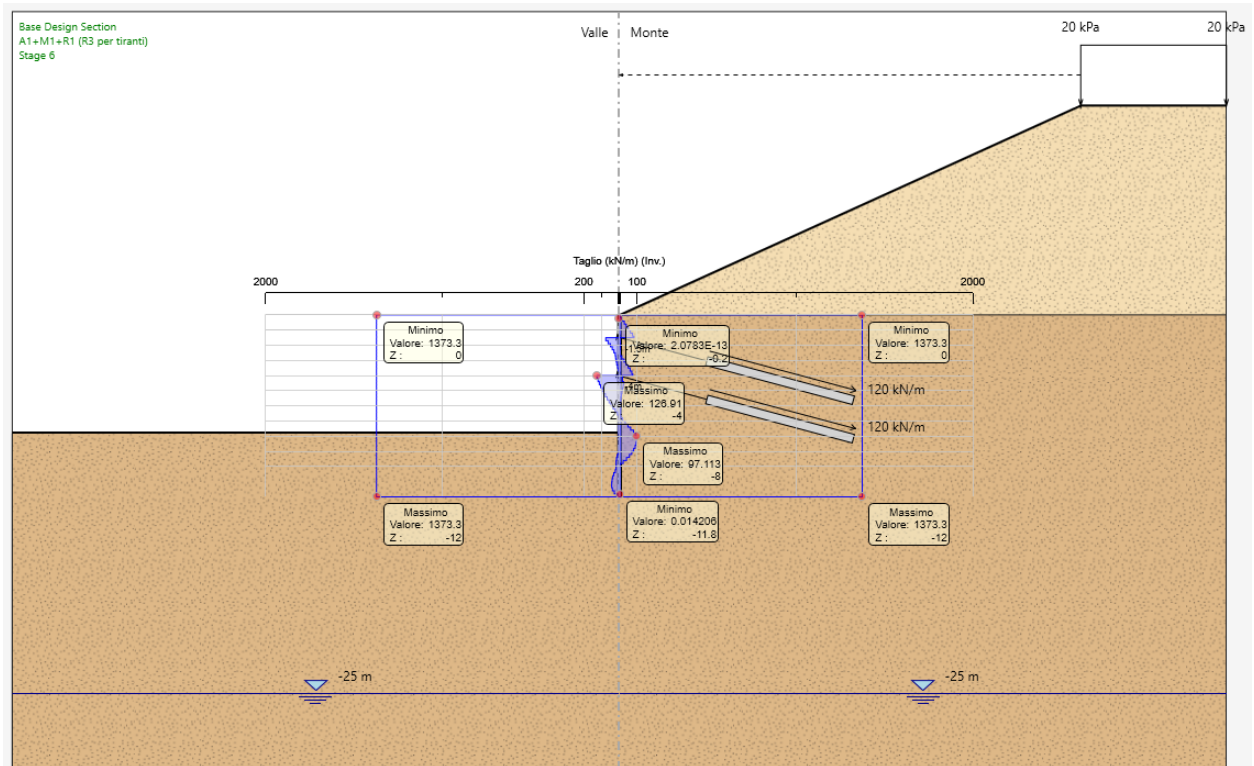


Figura 15-5: Verifiche strutturali SLU a taglio

Come si evince dalla figura precedente, tutte le verifiche risultano soddisfatte.

15.6 VERIFICHE DEI SISTEMI DI ANCORAGGIO

Sono state considerate ai fini del dimensionamento dei sistemi di ancoraggio le combinazioni di tipo geotecnico (GEO) e le combinazioni di tipo strutturale (STR) in condizioni statiche. Tutti gli elementi sono stati esaminati per ogni sezione; di seguito si riportano le verifiche di resistenza dell'armatura del tirante, del bulbo di ancoraggio, delle travi di ripartizione per la sezione di calcolo più significativa. Per il dimensionamento della paratia in oggetto sono stati considerati i seguenti elementi:

- Numero trefoli: 3
- Interasse longitudinale tiranti: 2.25 m
- Diametro perforazione: 160 mm
- Tipologia di perforazione: IRS
- Tensione di aderenza caratteristica: 150 kPa
- Coefficiente di amplificazione bulbo: 1.4
- Fattore di correlazione ξ : 1.80

- Pretiro: 270 kN
- Trave di ripartizione: 2 HEA 200

Di seguito si riportano le verifiche.

15.6.1 Verifica geotecnica bulbo di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio del tirante è stata determinata con la seguente espressione:

$$L_{fond} = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{Ra,p} \cdot \xi_{a3}}{\pi \cdot D_{fond} \cdot \tau_s}$$

dove:

N_{Ed} = sforzo assiale massimo sui tiranti;

$D_{fond} = \alpha \cdot D_{perf}$ = diametro della fondazione del tirante;

D_{perf} = diametro di perforazione del tirante = 160 mm;

$\alpha = 1.40$ = fattore amplificativo del diametro di perforazione (I.R.S. - Iniezione Ripetuta e Selettiva);

L_{fond} = lunghezza della fondazione del tirante;

τ_s = resistenza tangenziale limite lungo la fondazione del tirante;

$\gamma_{Ra,p}$ = coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi temporaneo = 1.10;

ξ_{a3} = fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero di verticali di indagine = 1.80.

In sede di dimensionamento geotecnico della fondazione del tirante si è assunto un valore della resistenza laterale pari a $\tau_s = 150$ kPa.

Il calcolo è stato condotto considerando la massima azione ultima sui tiranti pari a $N_{Ed} = 374.43$ kN, pertanto la lunghezza della fondazione risulta:

$$L_{fond} = \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{Ra,p} \cdot \xi_{a3}}{\pi \cdot D_{fond} \cdot \tau_s} = \frac{374.43 \cdot 1.10 \cdot 1.80}{\pi \cdot 0.16 \cdot 1.4 \cdot 150} = 7.02 \text{ m}$$

In sede di progettazione si assume una lunghezza di fondazione del tirante di 10.00 m.

Considerando una lunghezza libera del tirante di 6 m, la lunghezza complessiva risulta pari a 16 m.

RELAZIONE DI CALCOLO

15.6.2 Verifica strutturale armatura tirante

Si riportano in seguito i risultati delle verifiche dei tiranti:

Tipo Risultato: Verifiche Tiranti									
Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Ratio GEO	Ratio STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze	Design Assumption
Tieback 1	Stage 4	351.413	533.119	605.557	0.659	0.58			A1+M1+R1 (R3 per tiranti)
Tieback 2	Stage 6	362.594	533.119	605.557	0.68	0.599			A2+M2+R1

15.6.3 Verifica strutturale travi di ripartizione

Si riportano in seguito i risultati delle verifiche delle travi di ripartizione:

Design Assumption: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)									
Tipo Risultato: Verifiche NTC2008									
Travi di Ripartizione									
Trave di Ripartizione	Elemento strutturale	Sezione	Materiale	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Assiale (kN)	Ratio momento	Ratio taglio	Instabilità
Trave di ripartizione	Tieback 1	HE 200A	S275	Stage 3	156	0	0.426	0.406	0
Trave di ripartizione	Tieback 1	HE 200A	S275	Stage 4	156.183	0	0.426	0.407	0
Trave di ripartizione	Tieback 1	HE 200A	S275	Stage 5	155.541	0	0.425	0.405	0
Trave di ripartizione	Tieback 2	HE 200A	S275	Stage 5	156	0	0.426	0.406	0
Trave di ripartizione	Tieback 1	HE 200A	S275	Stage 6	154.398	0	0.421	0.402	0
Trave di ripartizione	Tieback 2	HE 200A	S275	Stage 6	159.496	0	0.435	0.415	0

15.6.4 Verifica di stabilità globale

Il coefficiente di sicurezza ottenuto per la combinazione statica (GEO), risulta pari a 1.581.

Nella figura seguente si riporta l'output grafico della verifica di stabilità globale in condizione statica.

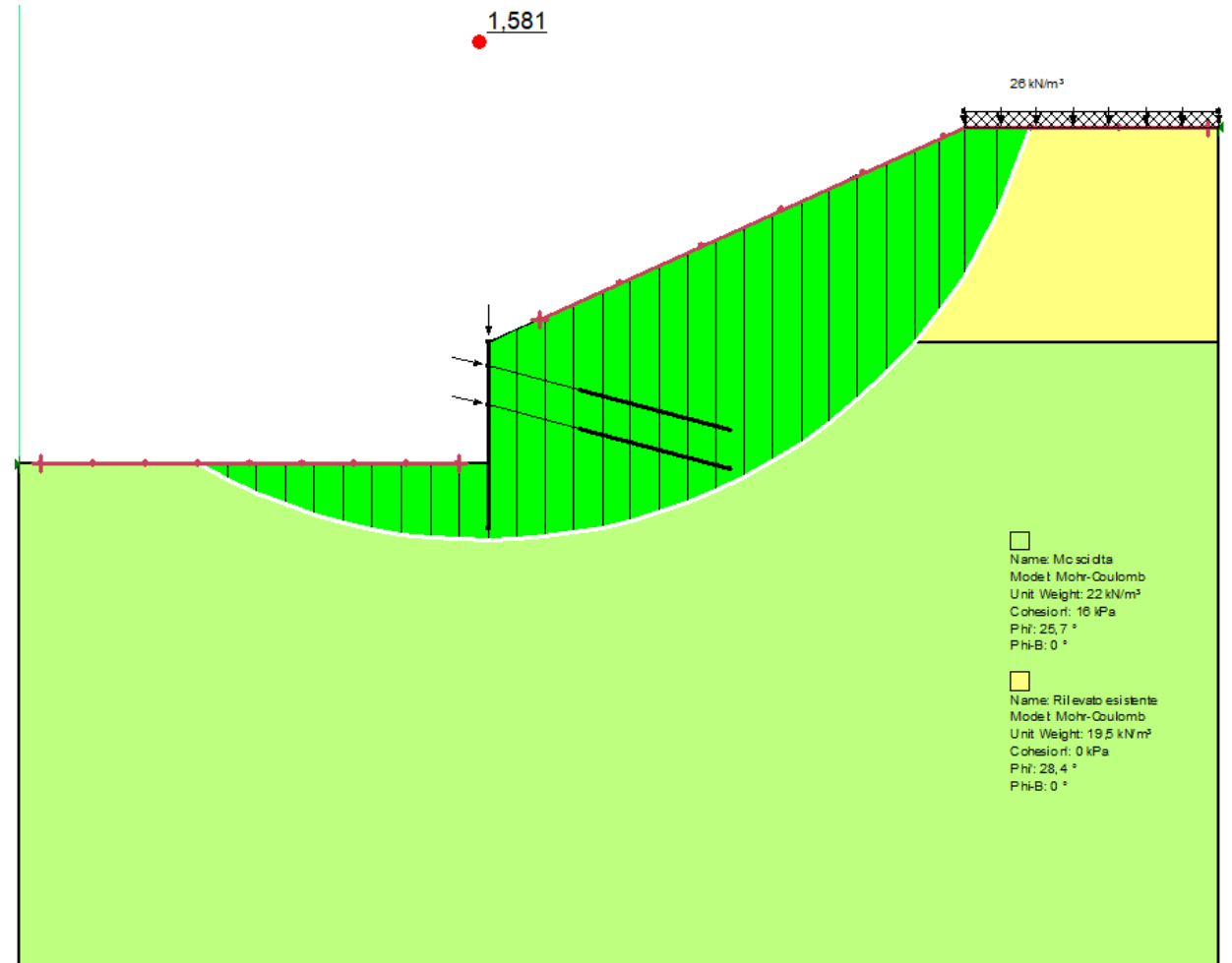


Figura 15-6: Verifica di stabilità globale in condizione statica