

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Luca Nani
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A2445

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.

Dott. Ing.
Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:

Sintagma

GEOTECHNICAL DESIGN GROUP

ICARIA
società di ingegneria

Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. G.Cordua
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni



OPERE D'ARTE MAGGIORI
CAVALCAVIA SVINCOLO DI GEODETICA
Relazione tecnica e di calcolo sottostrutture

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00-CV01-STR-RE01		
DPFI12	E	1801	CODICE ELAB. T00CV01STRRE01	A	-
A	Emissione			E.Ricci	E.Bartolucci
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3	MATERIALI	9
4	METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA	10
4.1	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	10
4.1.1	Stato limite di resistenza.....	10
4.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	10
4.2.1	Fessurazione	10
4.2.2	Tensioni di esercizio	13
5	MODELLO DI CALCOLO.....	14
5.1	CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI MODELLATI	15
6	ANALISI DEI CARICHI.....	16
6.1	PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO (G_1).....	16
6.2	SOVRACCARICO PERMANENTE (G_2).....	16
6.3	CARICHI MOBILI (Q_1).....	17
6.4	FRENATURA (Q_3)	19
6.5	AZIONE DEL VENTO (Q_5)	20
6.6	AZIONE TERMICA (Q_7).....	23
6.7	AZIONE SISMICA (E).....	24
6.7.1	Strategia di protezione sismica	24
6.7.2	Definizione dell'azione sismica.....	25

7	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	30
8	RISULTATI DELLE ANALISI.....	32
8.1	ANALISI LINEARE DINAMICA.....	32
8.2	SOLLECITAZIONI SPICCATO PILE.....	45
8.2.1	Pila 1.....	45
8.2.2	Pila 2.....	46
8.2.3	Pila 3.....	47
8.2.4	Pila 4.....	48
8.3	SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLINTO.....	49
8.3.1	Plinto Pila 1.....	49
8.3.2	Plinto Pila 2.....	50
8.3.3	Plinto Pila 3.....	51
8.3.4	Plinto Pila 4.....	52
9	VERIFICA PILE.....	53
9.1	GEOMETRIA.....	53
9.2	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI.....	54
9.3	FUSTO.....	55
9.4	BAGGIOLI.....	64
9.4.1	Azioni verticali.....	64
9.4.2	Azioni orizzontali.....	66
9.5	RITEGNI TRASVERSALI.....	67
9.5.1	Gomma armata.....	67

9.5.2 Mensola tozza.....	68
9.6 PLINTO DI FONDAZIONE.....	70
9.6.1 Scarichi in fondazione	70
9.6.2 Zattera	71
9.7 PALI.....	78
9.7.1 Sollecitazioni di verifica.....	78
9.7.2 Verifiche	79
10 VERIFICA SPALLA 1	82
10.1 GEOMETRIA.....	82
10.2 AZIONI	83
10.3 RIEPIGOLO SOLLECITAZIONI – AZIONI ELEMENTARI	91
10.4 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONE DELLE AZIONI	93
10.4.1 Muro frontale	93
10.4.2 Plinto di fondazione.....	94
10.4.3 Pali	95
10.5 MURO FRONTALE.....	96
10.6 PLINTO DI FONDAZIONE.....	99
10.7 PALI 104	
10.7.1 Verifiche SLU.....	104
10.7.2 Verifiche SLE	106
10.8 BAGGIOLI	107
10.9 RITEGNI SISMICI TRASVERSALI.....	107
10.10 MURI ANDATORI.....	109

10.10.1	Azioni.....	109
10.10.2	Sezioni di verifica.....	110
10.10.3	Sollecitazioni	111
10.10.4	Verifiche.....	113
10.11	SOLETTA DI TRANSIZIONE	118
10.11.1	Geometria.....	118
10.11.2	Sollecitazioni	119
10.11.3	Verifica	120

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Pianta fondazioni.....	6
Figura 2 – Profilo longitudinale.....	6
Figura 3 – Sezione trasversale impalcato	7
Figura 4 – Schema appoggi.....	7
Figura 5 – Caratteristiche sezione in appoggio.....	15
Figura 6 – Caratteristiche sezione corrente	15
Figura 7 – Caratteristiche sezione fusto pila.....	15
Figura 8 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018.....	17
Figura 9 – Disposizione trasversale dei carichi mobili (M max).....	18
Figura 10 – Disposizione trasversale dei carichi mobili (N max).....	18
Figura 11 - Isolatore elastomerico	24
Figura 12 – Modo di vibrare N°1.....	43
Figura 13 – Modo di vibrare N°2	43
Figura 14 – Modo di vibrare N°3	44
Figura 15 – Modo di vibrare N°4.....	44
Figura 16 – Sezioni trasversale.....	82
Figura 17 – Pianta fondazioni.....	82
Figura 18 – Momenti M11 e M22 (SLU) [kNm/m]	111
Figura 19 – Momenti M11 e M22 (SLU) [kNm/m]	111
Figura 20 – Momenti M11 e M22 (SLE) [kNm/m]	112

1 PREMESSA

Nel presente fascicolo si espongono i calcoli di dimensionamento delle sottostrutture del Cavalcavia Svincolo di Geodetica, rientrante nell'ambito del Lotto 1 della S.S. 398 "Via Val di Cornia", Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 ed il porto di Piombino.

Per quanto riguarda il calcolo dell'impalcato e il calcolo geotecnico dei pali si rimanda alle specifiche relazioni allegate al presente progetto.

Il viadotto presenta un impalcato continuo di luce $32.4+3 \times 46+32.4$ m, per un totale di 202.80m, intesa come distanza tra gli assi appoggi delle due spalle.

Le spalle sono di tipo a mensola con muri laterali, le pile con sezione piena e le fondazioni di tipo indiretto su pali di grande diametro $\varnothing 1200$.

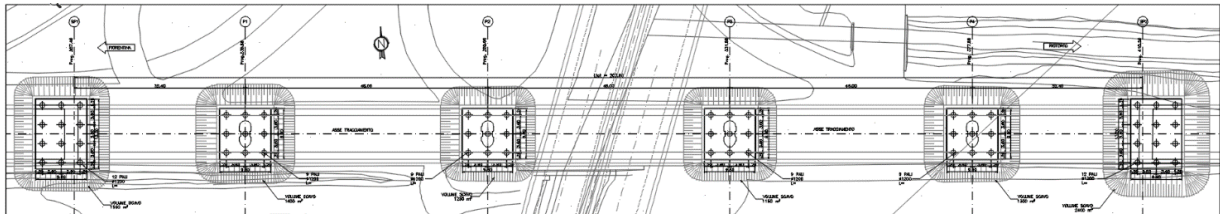


Figura 1 – Pianta fondazioni

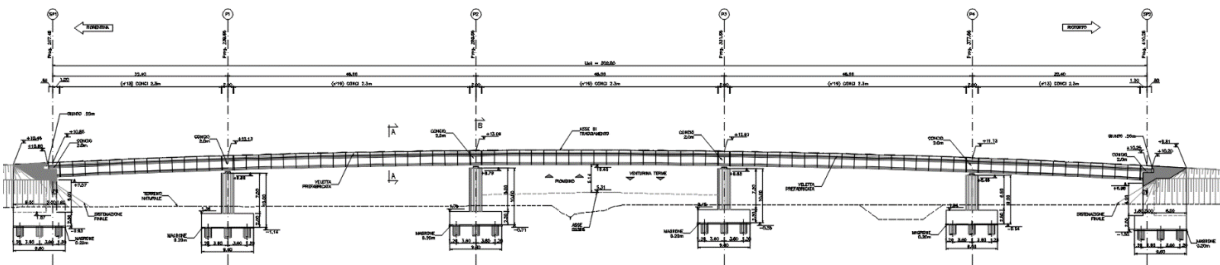


Figura 2 – Profilo longitudinale

L'impalcato è realizzato con conci prefabbricati di larghezza pari a 11.00m, altezza 2.40m e lunghezza pari a 2.30m, 1.90m per i conci di estremità e 1.80m per i conci intermedi in corrispondenza degli appoggi.

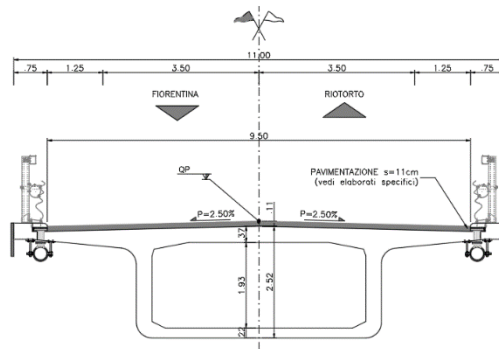


Figura 3 – Sezione trasversale impalcato

Il sistema di vincolo tra impalcato e sottostrutture prevede l'adozione di isolatori sismici elastomerici ad alto smorzamento (smorzamento equivalente pari a $\xi=10\%$) per garantire il totale isolamento tra i due sottosistemi; si rimanda al capitolo sulla protezione sismica per ulteriori indicazioni.

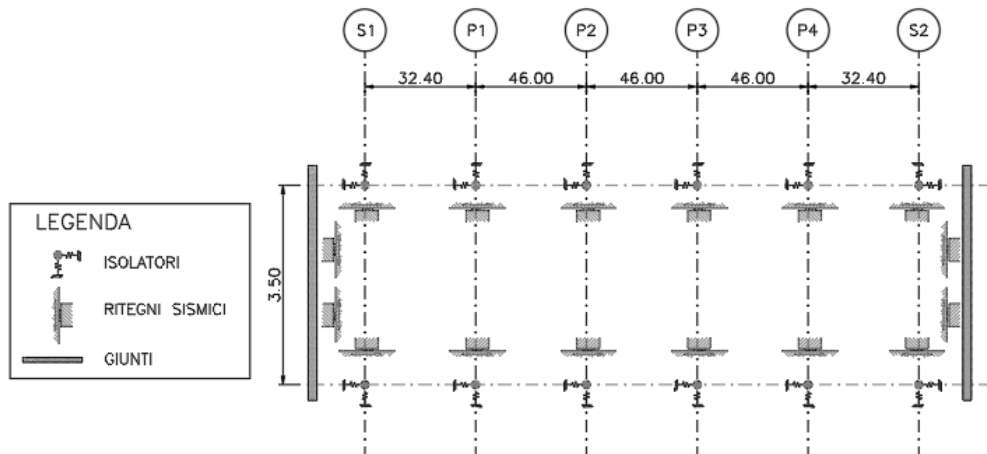


Figura 4 – Schema appoggi

La vita nominale di progetto VN, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, è assunta pari a 50 anni.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si assume per l'opera in progetto una classe d'uso IV.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto del manufatto è stato redatto nel rispetto delle vigenti Normative; si citano in particolare le seguenti:

- [N1] D.M. del 17 gennaio 2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- [N2] EC 1-1-5: Azioni sulle strutture; Azioni in generale – Azioni termiche;
- [N3] EC 2-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Regole generali e regole per gli edifici;
- [N4] EC 2-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo; Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi;
- [N5] EC 8-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- [N6] EC 8-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica; Ponti.

3 MATERIALI

È previsto l'impiego dei materiali di seguito descritti. Per maggiori informazioni si rinvia all'elaborato specifico.

CALCESTRUZZO PER SOTTOSTRUTTURE

Classe di resistenza calcestruzzo	C32/40			
caratteristiche del calcestruzzo				
resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	[MPa]	
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.2	[MPa]	
resistenza cilindrica media	f_{cm}	41.2	[MPa]	
resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.1	[MPa]	
resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%)	f_{ctk}	2.2	[MPa]	
modulo elastico istantaneo	E_{cm}	33,643	[MPa]	
Resistenze di calcolo				COEFFICIENTI
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.8	[MPa]	$\gamma_c = 1.5$
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.4	[MPa]	$\alpha_{cc} = 0.85$
Coefficiente di espansione termica lineare	α	1.00E-05	[°C ⁻¹]	

ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Tipo di acciaio	B450C			
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	[MPa]	
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	[MPa]	
Resistenze di calcolo				COEFFICIENTI
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	[MPa]	$\gamma_s = 1.15$
Modulo elastico	E_s	200000	[MPa]	

Per il calcestruzzo armato si assume $\gamma_{cls} = 25$ kN/m³

4 METODI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

I calcoli strutturali sono redatti in osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al DECRETO MINISTERIALE del 17 gennaio 2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI", nel seguito brevemente NTC2018.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto in campo elastico lineare, utilizzando la teoria della Scienza delle Costruzioni.

Le verifiche sono eseguite con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite. Si effettuano le seguenti verifiche:

- Stato Limite Ultimo (SLU) - verifiche di resistenza;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche dello stato tensionale dei diversi elementi strutturali in combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni;
- Stato Limite di Esercizio (SLE) - verifiche di fessurazione in combinazioni frequente e quasi permanente delle azioni;
-

Laddove non diversamente specificato, le unità di misura adottate per azioni e sollecitazioni sono i kN per le forze e i kN m per i momenti; l'unità di misura per le tensioni è il MPa (N/mm^2); inoltre si assumono positivi gli sforzi/tensioni normali di trazione e i momenti che tendono le fibre inferiori.

4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.1.1 Stato limite di resistenza

La sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi è verificata confrontando la capacità di progetto in termini di resistenza R_d , funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono, con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione sono svolte secondo quanto indicato al paragrafo 4.1.2.3.4.2 di [N1].

Le verifiche di resistenza a taglio seguono il paragrafo 4.1.2.3.5 di [N1].

4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.1 Fessurazione

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2$ mm
- $w_2 = 0,3$ mm
- $w_3 = 0,4$ mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera in condizioni ambientali aggressive.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicate le prestazioni richieste per le diverse combinazioni delle azioni a seconda delle condizioni ambientali e della tipologia di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 , secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,70 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Pertanto, per le armature delle sottostrutture delle opere oggetto di verifica, si assumono i seguenti limiti di apertura delle fessure:

SLE-QP	$w_d \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$
SLE-F	$w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm.}$

4.2.2 Tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\begin{aligned}\sigma_{c,max} &< 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \\ \sigma_{c,max} &< 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}\end{aligned}$$

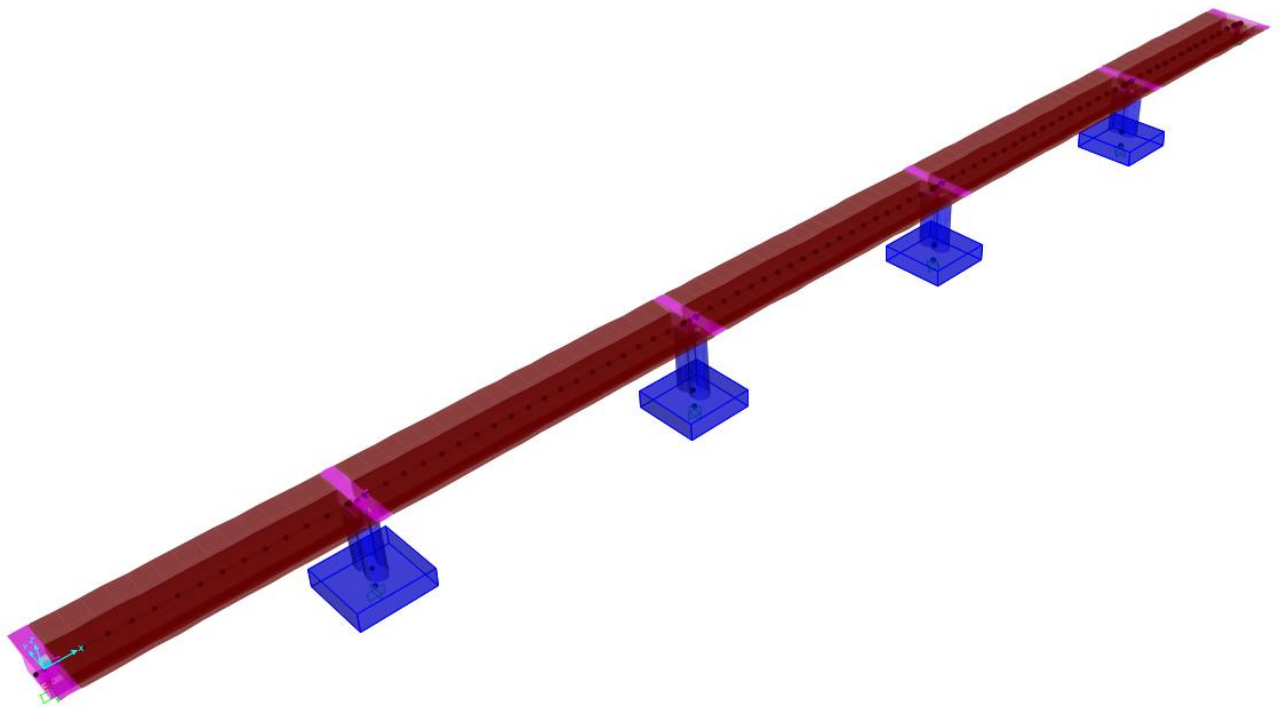
La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica delle azioni deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} < 0,8 f_{yk}$$

5 MODELLO DI CALCOLO

La struttura è analizzata mediante un modello agli elementi finiti riprodotto la reale geometria piano-altimetrica dell'opera.

Il modello, mostrato nel seguito, è stato sviluppato con il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP2000".



Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	SAP2000 Plus 64-bit
Versione:	Version 20.0.0 Build 1384
Produttore-Distributore:	CSI Italia Srl
Dati utente finale:	BRENG srl Bridge Engineering
Codice Licenza:	*92JWN9DZGJ6Z**

5.1 CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI MODELLATI

Property Data			
Section Name: Concio_Appoggio			
Properties			
Cross-section (axial) area	13.066	Section modulus about 3 axis	5.1814
Moment of inertia about 3 axis	7.0255	Section modulus about 2 axis	9.9117
Moment of inertia about 2 axis	54.5142	Plastic modulus about 3 axis	7.0454
Product of inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	19.1214
Shear area in 2 direction	10.1587	Radius of Gyration about 3 axis	0.7333
Shear area in 3 direction	11.124	Radius of Gyration about 2 axis	2.0426
Torsional constant	16.2672	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

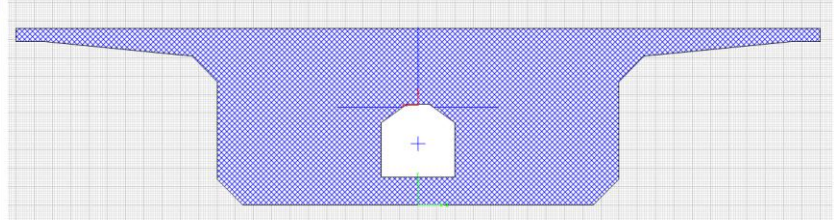


Figura 5 – Caratteristiche sezione in appoggio

Property Data			
Section Name: Concio_Campata			
Properties			
Cross-section (axial) area	5.3336	Section modulus about 3 axis	2.7191
Moment of inertia about 3 axis	4.2452	Section modulus about 2 axis	7.0134
Moment of inertia about 2 axis	38.5736	Plastic modulus about 3 axis	3.1937
Product of inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	10.7224
Shear area in 2 direction	1.7965	Radius of Gyration about 3 axis	0.8922
Shear area in 3 direction	3.6812	Radius of Gyration about 2 axis	2.6893
Torsional constant	9.2698	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

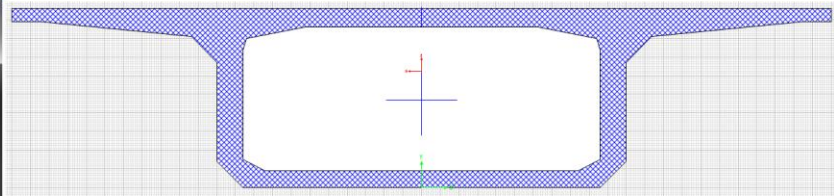


Figura 6 – Caratteristiche sezione corrente

Property Data			
Section Name: Fusto			
Properties			
Cross-section (axial) area	9.8309	Section modulus about 3 axis	3.0855
Moment of inertia about 3 axis	3.5486	Section modulus about 2 axis	7.247
Moment of inertia about 2 axis	18.1063	Plastic modulus about 3 axis	5.0527
Product of inertia about 2-3	1.598E-03	Plastic modulus about 2 axis	11.0723
Shear area in 2 direction	8.6837	Radius of Gyration about 3 axis	0.6008
Shear area in 3 direction	0.0281	Radius of Gyration about 2 axis	1.3571
Torsional constant	10.0462	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

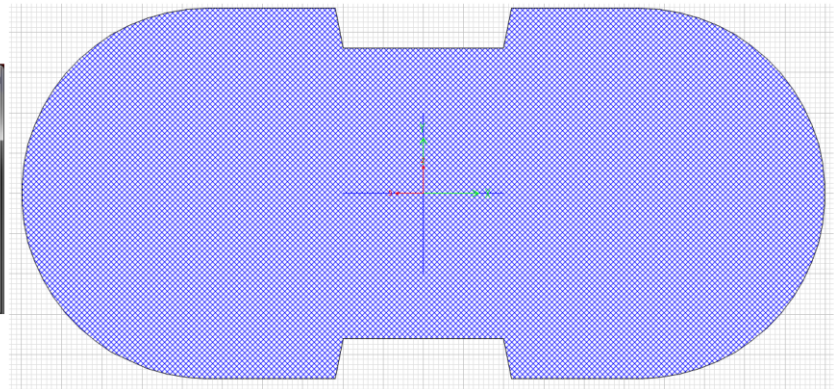


Figura 7 – Caratteristiche sezione fusto pila

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione dei carichi considerati per il dimensionamento delle strutture in oggetto.

6.1 PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO (G_1)

Carichi strutturali (G_1)	L/A [m/m^2]	H [m]	γ [kN/m^3]	[kN/m]
Sezione corrente	5.65		25.0	= 141.25
Sezione in appoggio	13.80		25.0	= 345.00

Il peso proprio dell'impalcato è valutato automaticamente dal programma di calcolo. Si adotta un coefficiente amplificativo pari a 1.05 per portare cautelativamente in conto il peso dei deviatori.

6.2 SOVRACCARICO PERMANENTE (G_2)

Il sovraccarico permanente è costituito dal peso del getto dei cordoli, dalla pavimentazione, dalle barriere di sicurezza e dai servizi.

	n []	L/A [m/m^2]	s [m]	γ [kN/m^3]	γ [kN/m]	[kN/m]
Pavimentazione		9.5	0.11	24		25.08
Massetto Pendenze		9.5	0.12	24		13.68
Cordoli	2	0.75	0.19	25		7.13
Barriere	2				1.5	3
Rete antri-proiezione	2				1	2
Servizi	2				1	2
Velette	2	0.75	0.06	25		2.25
Pesi Propri Non Strutturali					G_2	55.13

Nota: il massetto delle pendenze è incluso nella sezione del concio, al fine di aumentare l'inerzia della sezione, a parità di massa. Tale modifica non modifica gli esiti dei calcoli delle sottostrutture di seguito riportati.

6.3 CARICHI MOBILI (Q₁)

L'analisi dei carichi mobili viene effettuata in accordo alle indicazioni del decreto ministeriale del 14 gennaio 2018 [N1].

La sede stradale è composta da una piattaforma bitumata da 9.50m e da due cordoli non carrabili di 0.75m di larghezza ciascuno, per un totale di 11.00 m. La larghezza delle corsie convenzionali è pari a 3.00m, per un totale di tre corsie e una zona rimanente di larghezza pari a $9.50 - 3 \times 3.00 = 0.50\text{m}$, disposte in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Le azioni variabili da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dallo schema di carico 1, descritto nel seguito:

- corsia n.1 costituita da un automezzo convenzionale Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanti 1.20 m in senso longitudinale e con interasse delle ruote in senso trasversale di 2.00 m e un carico ripartito q_{1k} di 9 kN/m²;
- corsia n.2, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 400 kN (automezzo convenzionale Q_{2k}) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q_{2k});
- corsia n.3, analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente a 200 kN (automezzo convenzionale Q_{3k}) e 2.5 kN/m² (carico ripartito q_{3k});
- zona rimanente, occupata da una colonna di carico $q_{rk} = 2.5 \text{ kN/m}^2$ nella zona di carreggiata non impegnata dai carichi precedenti.

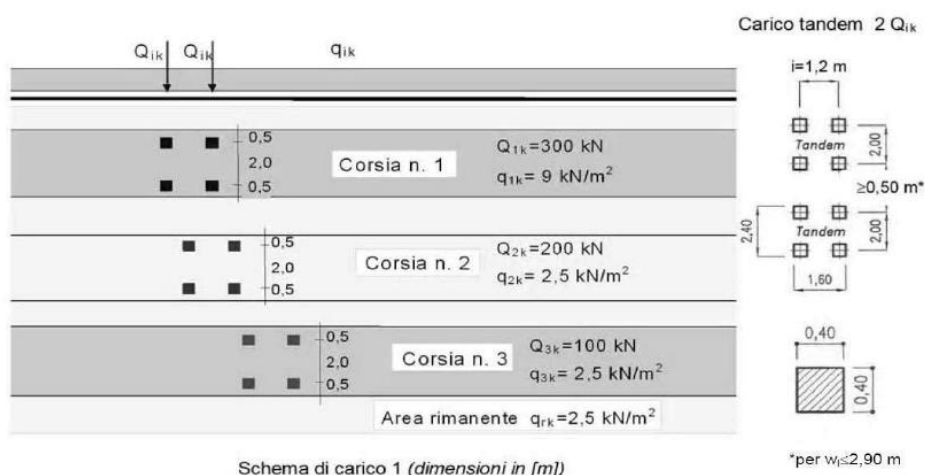


Figura 8 – Descrizione del modello di carico 1 – da NTC2018

Si considerano due differenti distribuzioni trasversali delle corsie di carico:

- Massimo momento flettente intorno all'asse longitudinale

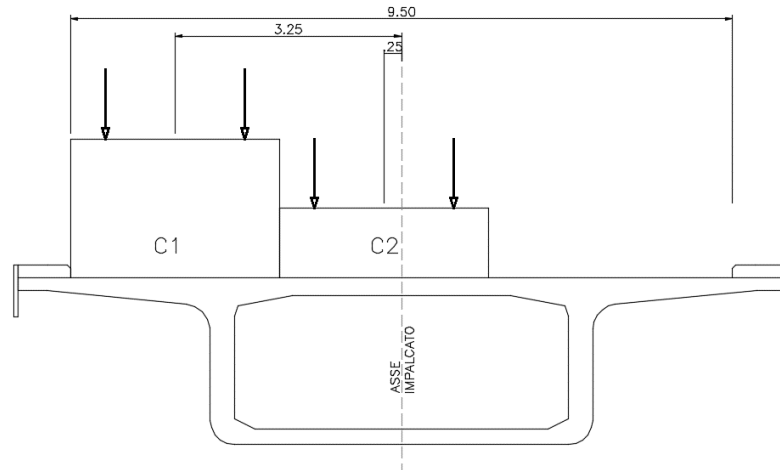


Figura 9 – Disposizione trasversale dei carichi mobili (M max)

- Massimo sforzo normale

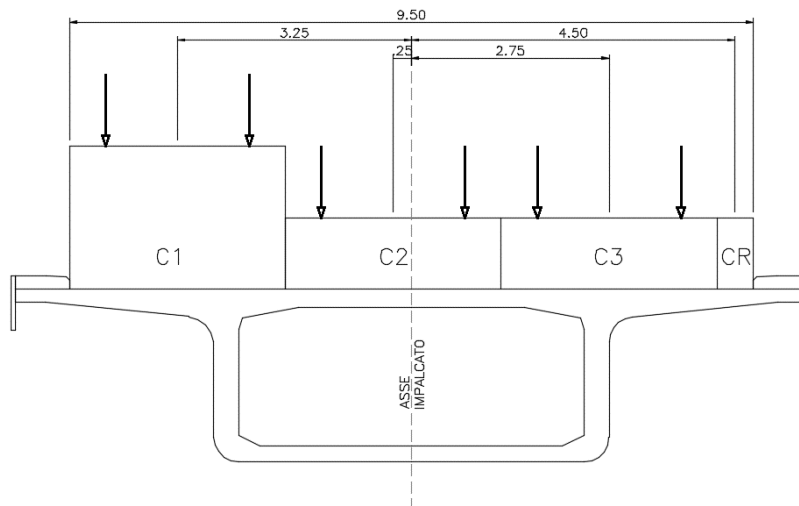
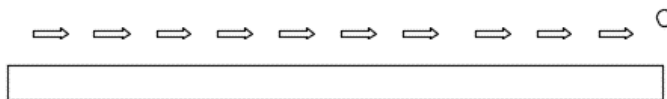


Figura 10 – Disposizione trasversale dei carichi mobili (N max)

6.4 FRENATURA (Q₃)

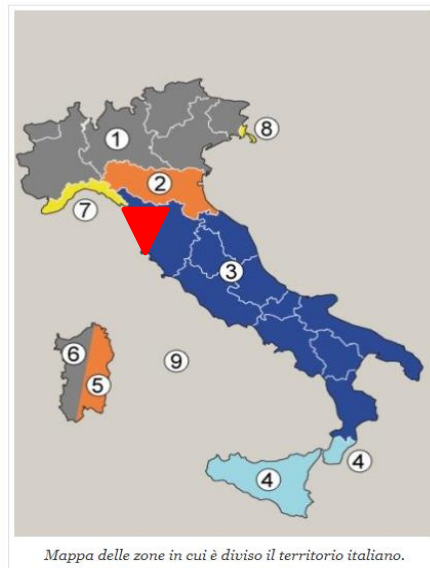
La forza di frenatura è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1, ed è applicata a livello della pavimentazione lungo l'asse longitudinale dell'impalcato. Si assume uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata. Si riporta la valutazione della forza con riferimento all'opera in oggetto.



Carico concentrato	Q _{1k}	300.0	[kN]
Carico distribuito	Q _{1k}	9.0	[kN/m ²]
Lunghezza totale impalcato	L	204.4	[m]
Azione di frenatura	Q ₃	900.0	[kN]
Azione frenatura distribuita su soletta	q=	Q ₃ /L	4.4 [kN/m]

6.5 AZIONE DEL VENTO (Q₅)

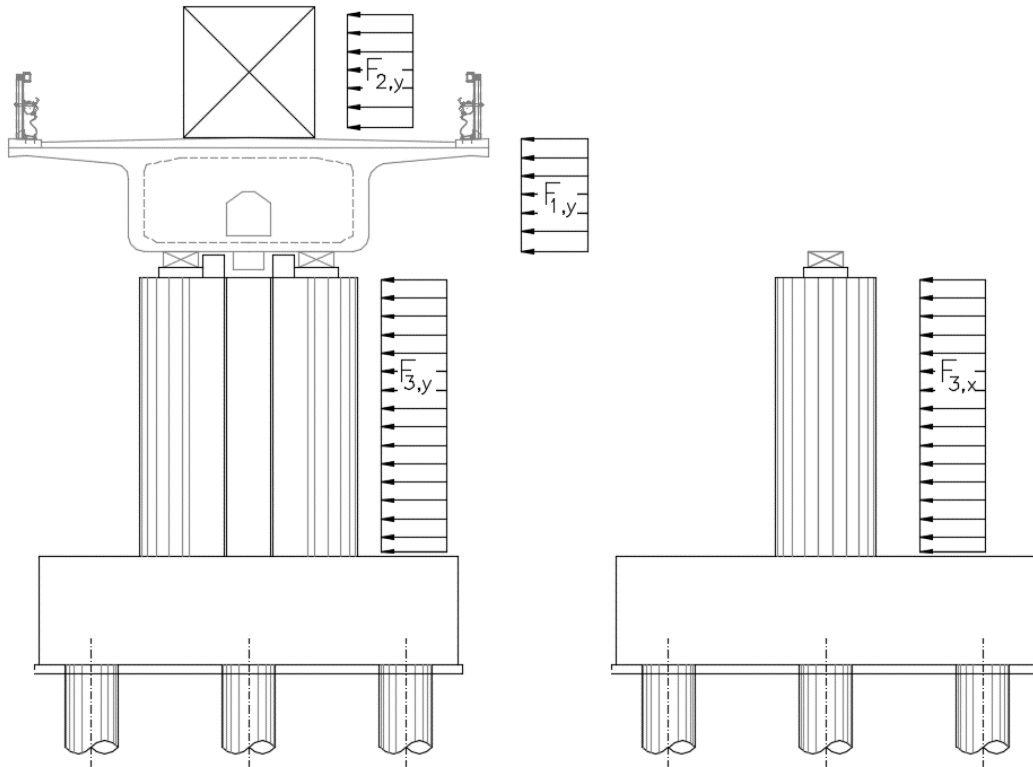
L'azione del vento è applicata in forma di carichi statici agenti ortogonalmente all'asse longitudinale dell'impalcato e/o nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Nella valutazione del piano verticale delle superfici investite si considera la presenza dei carichi transitanti, assumendo una parete rettangolare continua di altezza pari a 3 metri a partire dal piano stradale. Segue la valutazione dell'azione del vento secondo le indicazioni riportate al paragrafo 3.3 di [N1].



Zona		3	
Velocità base di riferimento al livello del mare (Tab. 3.3.I)	$v_{b,0}$	27	[m/s]
Parametro 2 (Tab. 3.3.I)	a_0	500	[m]
Parametro 3 (Tab. 3.3.I)	k_s	0.37	[]
Altitudine sul livello del mare	a_s	0	[m]
Coefficiente di altitudine	c_a	1.00	[]
Tempo di ritorno	T_r	50	[anni]
Coefficiente di ritorno	c_r	1	[]
Densità dell'aria	ρ	1.25	[kg/m ³]
Velocità base di riferimento	v_b	27.00	[m/s]
Velocità di riferimento	v_r	27.00	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q_r	455.63	[N/m ²]
Cat. di esposizione (Tab. 3.3.III)		D	
Esposizione del sito		2 km	
Cat. di esposizione		I	
Cat. di esposizione (Tab. 3.3.II)	Cat	I	

Parametro 2 (Tab. 3.3.II)	K_r	0.17	
Parametro 3 (Tab. 3.3.II)	z_0	0.01	[m]
Parametro 4 (Tab. 3.3.II)	z_{min}	2	[m]
Altezza massima	z_{max}	15	[m]
Coefficiente di esposizione	$c_e(z_{max})$	3.03	[]
Coefficiente di topografia	c_t	1	[]
Coefficiente di pressione	c_p	1	[]
Coefficiente dinamico	c_d	1	[]
Pressione del vento	p_v	1.38	[kN/m ²]

Cautelativamente si assume una pressione del vento p_v pari a 1.5 kN/m².



Pressione del vento assunta

p_v 1.5 [kN/m²]

Altezza impalcato

h_{imp} 2.63 [m]

Altezza impronta carichi mobili

H_{cam} 3 [m]

Larghezza fusto pila

H_{fus} 5 [m]

Spessore fusto pila

s_{fus} 2.3 [m]

$F_{1,y}$ 3.95 [kN/m]

$F_{2,y}$ 4.50 [kN/m]

Momento dovuto a F_1+F_2

$M (F_{1,y}+F_{2,y})$ 10.52 [kNm/m]

Pressione su fusto pile in direzione x

$F_{3,x}$ 7.50 [kN/m]

Pressione su fusto pile in direzione y

$F_{3,y}$ 3.45 [kN/m]

6.6 AZIONE TERMICA (Q₇)

Gli effetti delle variazioni giornaliera e stagionale della temperatura dell'aria sono valutati assumendo una variazione termica uniforme e una variazione termica differenziale variabile linearmente lungo l'altezza dell'impalcato. Si segue l'approccio 1 di [N2], segue la definizione dei valori numerici.

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo:		
- trave scatolare di calcestruzzo	10	5
- trave di calcestruzzo	15	8
- piastra di calcestruzzo	15	8

Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massicciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

Variazione termica uniforme

Δt_u ± 15 [°]

Variazione termica differenziale parte superiore più calda

$\Delta t_{d,sup}$ 7 [°]

Variazione termica differenziale parte inferiore più calda

$\Delta t_{d,inf}$ 5 [°]

6.7 AZIONE SISMICA (E)

6.7.1 Strategia di protezione sismica

La strategia di protezione sismica adottata prevede l'isolamento totale dell'impalcato dalle sottostrutture mediante l'adozione di isolatori elastomerici ad alto smorzamento.

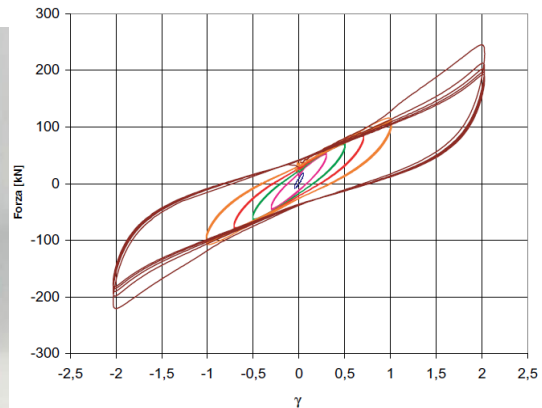


Figura 11 - Isolatore elastomerico

La presenza dell'isolatore elastomerico richiede, per un corretto comportamento dell'intero sistema strutturale, che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema d'isolamento (sovrastuttura) sia quella al di sotto (sottostruttura) si mantengano sostanzialmente in campo elastico, anche per le azioni allo SLV, mentre i dispositivi sismici devono garantire le loro prestazioni anche per eventi sismici allo SLC. La struttura è pertanto progettata senza applicare le regole della gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità, applicando le regole valide per la progettazione "non sismica".

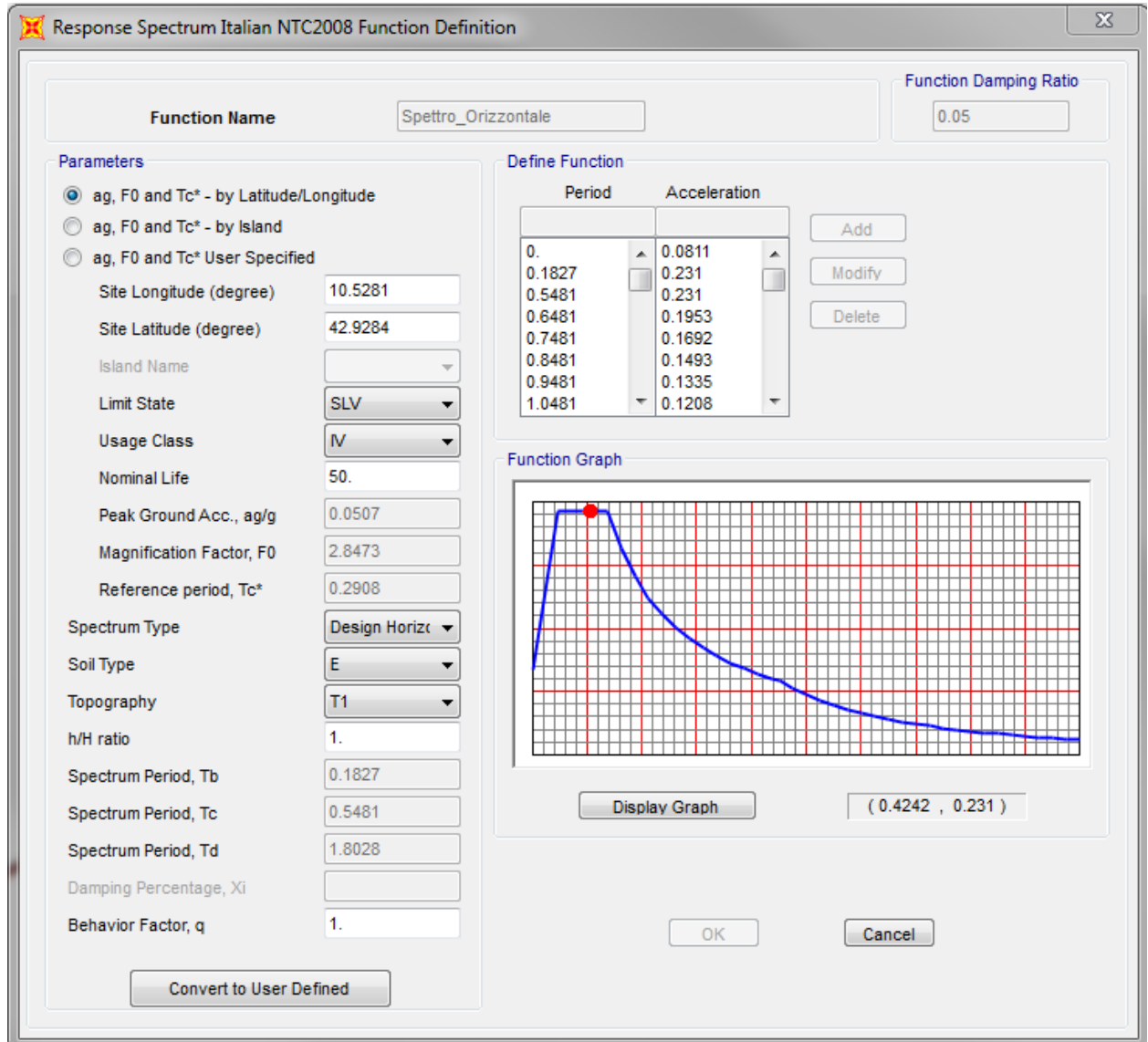
Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi. Sono caratterizzati da ridotta rigidezza orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quella del terreno), elevata rigidezza verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative. La riduzione della risposta sismica orizzontale si ottiene sia incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta e limitando dunque la massima forza orizzontale trasmessa sia incrementando le capacità dissipative della struttura nel suo complesso.

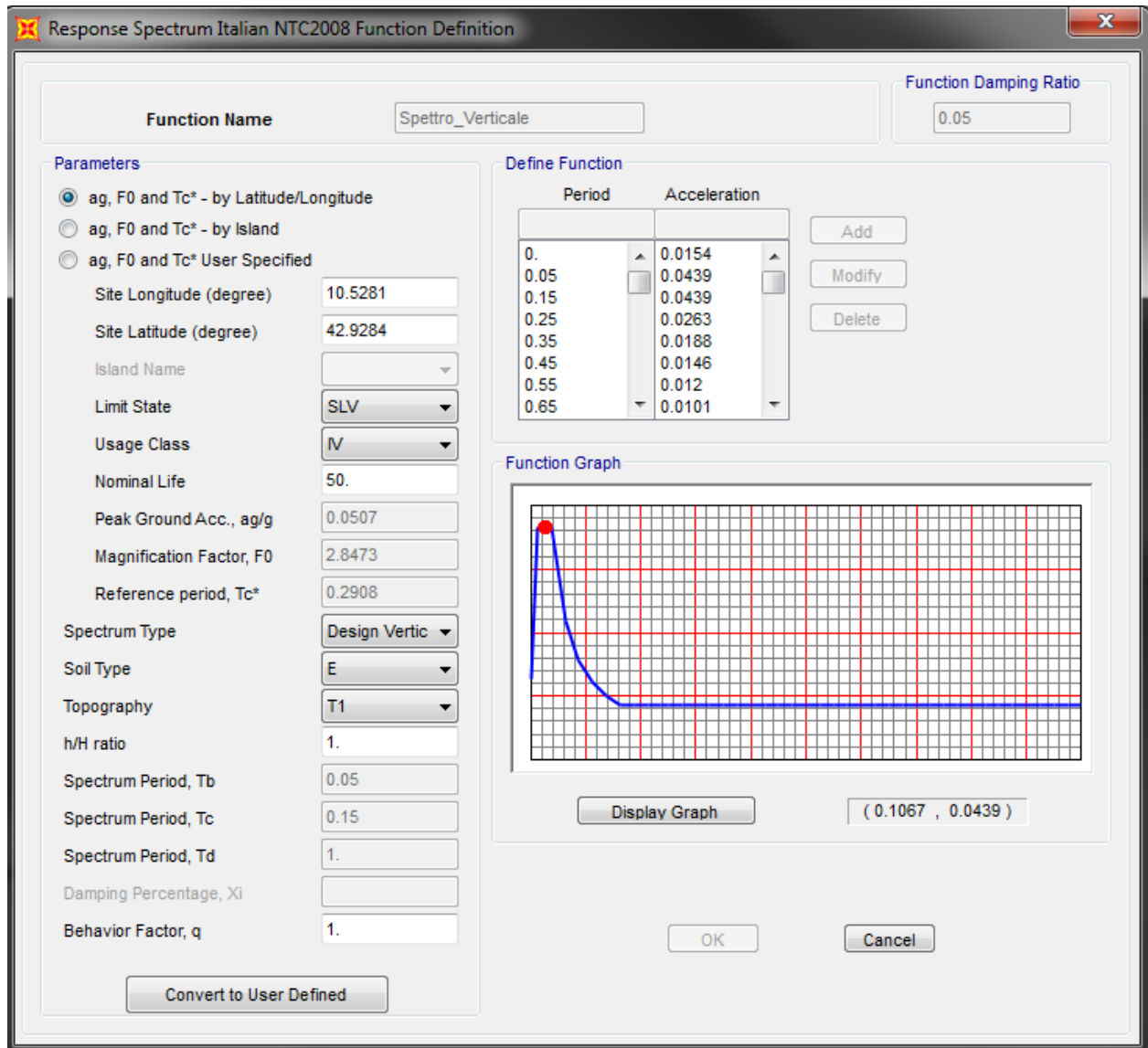
6.7.2 Definizione dell'azione sismica

La valutazione dell'azione sismica è condotta assumendo i seguenti parametri:

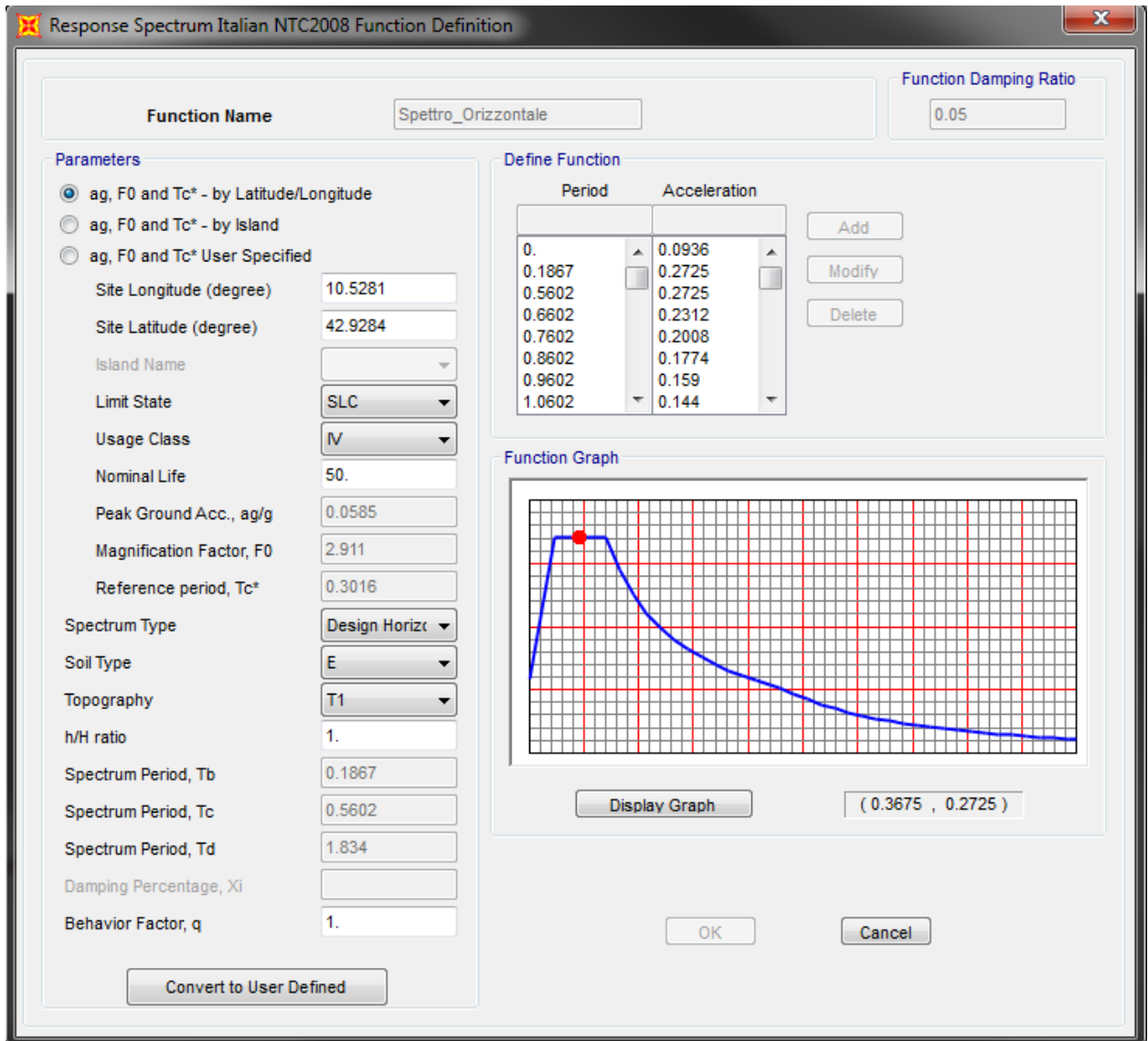
- Vita nominale $V_N=50$ anni;
- Classe d'uso IV (coefficiente d'uso 2);
- Categoria topografica T1;
- Categoria sottosuolo E.

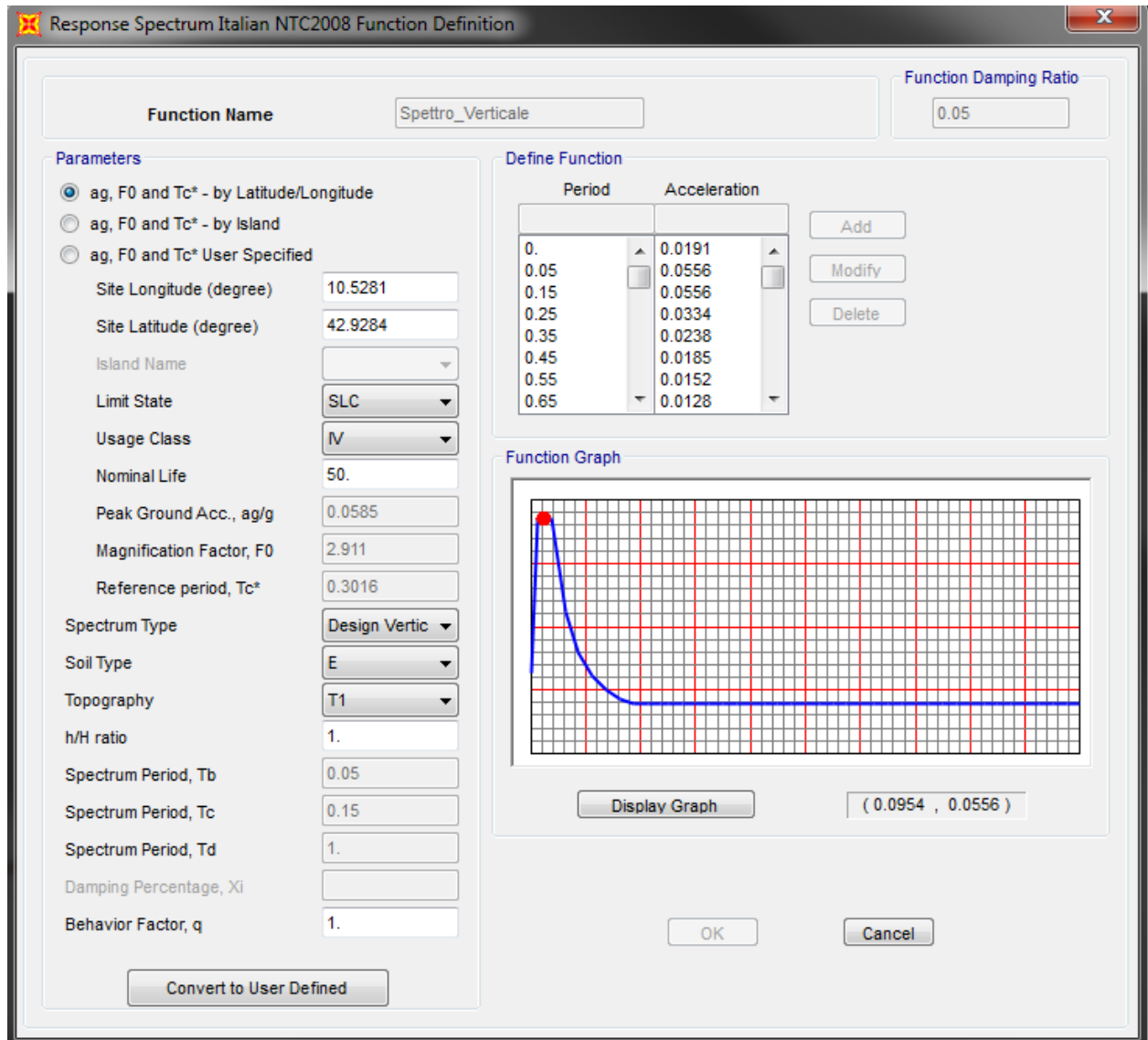
Lo spettro di progetto elastico per le componenti orizzontali e verticale è riportato nelle figure seguenti per lo stato limite SLV.





Lo spettro di progetto elastico per le componenti verticali e orizzontali è riportato nelle figure seguenti per lo stato limite SLC.





7 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le combinazioni delle azioni elementari sono sviluppate in accordo al paragrafo 2.5.3 di [N1] per i diversi stati limite.

Nelle seguenti tabelle si riportano i fattori moltiplicativi dei valori caratteristici delle azioni nelle varie combinazioni allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo. Tali fattori sono dati dal prodotto del coefficiente parziale di sicurezza γ per il coefficiente di simultaneità ψ .

AZIONI		γ_{Sfa}	γ_{Fav}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pesi Propri Strutturali	G ₁	1.35	1	-	-	-
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	1.35	1	-	-	-
Mobili Tandem	Q _{1,1}	1.35	0	0.75	0.75	0
Mobili Distribuiti	Q _{1,2}	1.35	0	0.4	0.4	0
Frenatura	Q ₃	1.35	0	0	0	0
Vento	Q ₅	1.5	0	0.6	0	0
Termica	Q ₇	1.5	0	0.6	0.6	0.5
Sisma X	S _x	1	-	-	-	-
Sisma Y	S _y	1	-	-	-	-
Sisma Z	S _z	1	-	-	-	-

AZIONI		Rara (SLE-K)					Frequente (SLE-F)		Q. Permanente (SLE-QP)
		SLE 1	SLE 2	SLE 3	SLE 4	SLE 5	SLE 6	SLE 7	SLE 8
Pesi Propri Strutturali	G ₁	1	1	1	1	1	1	1	
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	1	1	1	1	1	1	1	
Mobili Tandem	Q _{1,1}	1	1	0.75	0.75	0.75	0.75	0	
Mobili Distribuiti	Q _{1,2}	1	1	0.4	0.40	0.40	0.4	0	
Frenatura	Q ₃	0	0	1	0	0	0	0	
Vento	Q ₅	0	0.6	0.6	1	0.6	0	0	
Termica	Q ₇	0.6	0.6	0.6	0.6	1	0.5	0.5	

AZIONI		Fondamentale (SLU)									
		SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6	SLU 7	SLU 8	SLU 9	SLU 10
Pesi Propri Strutturali	G ₁	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1
Mobili Tandem	Q _{1,1}	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
Mobili Distribuiti	Q _{1,2}	1.35	1.35	1.35	1.35	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
Frenatura	Q ₃	0	0	0	0	1.35	1.35	0	0	0	0
Vento	Q ₅	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9
Termica	Q ₇	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5
Sisma X	S _x	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma Y	S _y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma Z	S _z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

AZIONI		Sismica (SLV)		
		SLU 11	SLU 12	SLU 13
Pesi Propri Strutturali	G ₁	1	1	1
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	1	1	1
Mobili Tandem	Q _{1,1}	0	0	0
Mobili Distribuiti	Q _{1,2}	0	0	0
Frenatura	Q ₃	0	0	0
Vento	Q ₅	0	0	0
Termica	Q ₇	0.5	0.5	0.5
Sisma X	S _x	1	0.3	0.3
Sisma Y	S _y	0.3	1	0.3
Sisma Z	S _z	0.3	0.3	1

AZIONI		Sismica (SLC)		
		SLC 1	SLC 2	SLC 3
Pesi Propri Strutturali	G ₁	1	1	1
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	1	1	1
Mobili Tandem	Q _{1,1}	0	0	0
Mobili Distribuiti	Q _{1,2}	0	0	0
Frenatura	Q ₃	0	0	0
Vento	Q ₅	0	0	0
Termica	Q ₇	0.5	0.5	0.5
Sisma X	S _x	1	0.3	0.3
Sisma Y	S _y	0.3	1	0.3
Sisma Z	S _z	0.3	0.3	1

8 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano dapprima i risultati dell'analisi modale, seguono le sollecitazioni per i diversi elementi strutturali.

8.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

Nell'analisi modale si considerano tutti i modi con massa partecipante significativa e comunque si ha una massa partecipante totale maggiore dell'85%.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
StepType	Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	-	Sec	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mode	1	2.3062	0.0%	60.8%	0.0%	0.0%	60.8%	0.0%	42.1%	0.0%	0.0%	42.1%	0.0%	0.0%
Mode	2	2.2189	62.4%	0.0%	0.0%	62.4%	60.8%	0.0%	0.0%	0.2%	0.0%	42.1%	0.2%	0.0%
Mode	3	1.8630	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	60.8%	0.0%	0.0%	0.0%	68.9%	42.1%	0.2%	68.9%
Mode	4	1.1342	0.0%	1.6%	0.0%	62.4%	62.4%	0.0%	1.0%	0.0%	0.0%	43.1%	0.2%	68.9%
Mode	5	0.5284	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%	43.1%	0.2%	69.0%
Mode	6	0.4504	0.0%	0.0%	0.2%	62.4%	62.4%	0.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	0.2%	69.0%
Mode	7	0.3503	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	0.2%	0.0%	1.8%	0.0%	43.1%	2.0%	69.0%
Mode	8	0.2828	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	0.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	2.0%	69.0%
Mode	9	0.2709	0.0%	0.0%	9.1%	62.4%	62.4%	9.3%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	2.0%	69.0%
Mode	10	0.1980	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	9.3%	0.0%	36.6%	0.0%	43.1%	38.6%	69.0%
Mode	11	0.1926	0.0%	0.0%	32.4%	62.4%	62.4%	41.7%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	38.6%	69.0%
Mode	12	0.1782	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.7%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	38.6%	69.0%
Mode	13	0.1386	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.7%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	38.6%	69.0%
Mode	14	0.1216	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.7%	0.0%	6.5%	0.0%	43.1%	45.1%	69.0%
Mode	15	0.1207	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.7%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.1%	69.0%
Mode	16	0.1063	0.0%	0.0%	0.2%	62.4%	62.4%	41.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.1%	69.0%
Mode	17	0.0946	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.9%	0.0%	0.5%	0.0%	43.1%	45.6%	69.0%
Mode	18	0.0889	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.6%	69.0%
Mode	19	0.0694	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.6%	69.0%
Mode	20	0.0687	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	41.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.6%	69.0%
Mode	21	0.0645	0.0%	0.0%	0.1%	62.4%	62.4%	42.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.6%	69.0%
Mode	22	0.0636	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	42.0%	0.0%	0.3%	0.0%	43.1%	45.9%	69.0%
Mode	23	0.0576	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	42.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.9%	69.0%
Mode	24	0.0547	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	42.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	45.9%	69.0%
Mode	25	0.0535	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	42.0%	0.0%	2.5%	0.0%	43.1%	48.4%	69.0%
Mode	26	0.0507	0.0%	0.0%	6.6%	62.4%	62.4%	48.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.4%	69.0%
Mode	27	0.0464	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	48.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.4%	69.0%

Mode	28	0.0462	0.0%	0.0%	0.0%	62.4%	62.4%	48.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.4%	69.0%
Mode	29	0.0391	1.6%	0.0%	0.0%	64.0%	62.4%	48.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.4%	69.0%
Mode	30	0.0391	0.0%	0.0%	0.0%	64.0%	62.4%	48.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.4%	69.0%
Mode	31	0.0370	1.6%	0.0%	0.0%	65.6%	62.4%	48.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.4%	69.0%
Mode	32	0.0365	0.0%	0.0%	0.0%	65.6%	62.4%	48.5%	0.0%	0.2%	0.0%	43.1%	48.6%	69.0%
Mode	33	0.0352	0.0%	0.0%	0.4%	65.6%	62.4%	48.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.6%	69.0%
Mode	34	0.0342	0.0%	0.0%	0.0%	65.6%	62.4%	48.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.6%	69.0%
Mode	35	0.0338	0.0%	0.0%	0.0%	65.6%	62.4%	48.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	48.6%	69.0%
Mode	36	0.0337	0.0%	0.0%	0.0%	65.6%	62.4%	48.9%	0.0%	0.6%	0.0%	43.1%	49.2%	69.0%
Mode	37	0.0315	0.0%	0.0%	2.0%	65.6%	62.4%	50.9%	0.0%	0.4%	0.0%	43.1%	49.6%	69.0%
Mode	38	0.0315	0.0%	0.0%	0.2%	65.6%	62.4%	51.0%	0.0%	4.5%	0.0%	43.1%	54.1%	69.0%
Mode	39	0.0298	0.0%	0.0%	0.0%	65.6%	62.4%	51.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	54.1%	69.0%
Mode	40	0.0284	0.0%	0.0%	0.0%	65.6%	62.4%	51.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	54.1%	69.0%
Mode	41	0.0280	1.4%	0.0%	0.0%	67.0%	62.4%	51.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	54.1%	69.0%
Mode	42	0.0258	0.0%	0.0%	0.0%	67.0%	62.4%	51.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	54.1%	69.0%
Mode	43	0.0253	0.0%	0.0%	0.1%	67.0%	62.4%	51.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	54.1%	69.0%
Mode	44	0.0248	0.0%	0.0%	0.0%	67.0%	62.4%	51.2%	0.0%	2.0%	0.0%	43.1%	56.1%	69.0%
Mode	45	0.0244	0.0%	0.0%	4.0%	67.0%	62.4%	55.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	56.1%	69.0%
Mode	46	0.0236	1.4%	0.0%	0.0%	68.3%	62.4%	55.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	56.1%	69.0%
Mode	47	0.0236	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	62.4%	55.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	56.1%	69.0%
Mode	48	0.0234	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	62.4%	55.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	56.1%	69.0%
Mode	49	0.0215	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	62.4%	55.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.1%	56.1%	69.0%
Mode	50	0.0211	0.0%	2.5%	0.0%	68.3%	64.9%	55.2%	0.2%	0.0%	0.3%	43.3%	56.1%	69.3%
Mode	51	0.0205	0.0%	0.0%	0.2%	68.3%	64.9%	55.3%	0.0%	0.0%	0.0%	43.3%	56.2%	69.3%
Mode	52	0.0205	0.0%	0.0%	0.1%	68.3%	64.9%	55.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.3%	56.2%	69.3%
Mode	53	0.0201	0.0%	1.6%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.1%	0.0%	0.4%	43.5%	56.2%	69.7%
Mode	54	0.0200	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.5%	56.2%	69.7%
Mode	55	0.0198	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.5%	56.2%	69.7%
Mode	56	0.0192	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.5%	0.0%	43.5%	56.7%	69.7%
Mode	57	0.0190	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.5%	56.7%	69.7%
Mode	58	0.0190	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.1%	0.0%	43.5%	56.8%	69.7%
Mode	59	0.0185	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.5%	56.8%	69.7%
Mode	60	0.0175	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.5%	56.8%	69.7%
Mode	61	0.0166	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	66.5%	55.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.5%	56.8%	69.7%
Mode	62	0.0160	0.0%	1.9%	0.0%	68.3%	68.4%	55.5%	0.1%	0.0%	2.8%	43.6%	56.8%	72.6%
Mode	63	0.0157	0.0%	0.0%	3.3%	68.3%	68.4%	58.8%	0.0%	0.0%	0.0%	43.6%	56.8%	72.6%
Mode	64	0.0156	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	68.4%	58.8%	0.0%	0.0%	0.0%	43.6%	56.8%	72.6%
Mode	65	0.0154	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	68.4%	58.8%	0.0%	1.6%	0.0%	43.6%	58.4%	72.6%

Mode	66	0.0153	0.0%	0.0%	0.4%	68.3%	68.4%	59.2%	0.0%	0.0%	0.0%	43.6%	58.4%	72.6%
Mode	67	0.0151	0.0%	0.0%	0.1%	68.3%	68.4%	59.3%	0.0%	0.0%	0.0%	43.6%	58.4%	72.6%
Mode	68	0.0149	0.0%	0.0%	0.4%	68.3%	68.4%	59.7%	0.0%	1.5%	0.0%	43.6%	59.9%	72.6%
Mode	69	0.0149	0.0%	0.0%	0.7%	68.3%	68.4%	60.4%	0.0%	1.0%	0.0%	43.6%	60.9%	72.6%
Mode	70	0.0146	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	68.4%	60.4%	0.0%	0.0%	0.0%	43.6%	60.9%	72.6%
Mode	71	0.0141	0.0%	1.9%	0.0%	68.3%	70.3%	60.4%	0.1%	0.0%	2.9%	43.7%	60.9%	75.4%
Mode	72	0.0139	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.4%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	60.9%	75.4%
Mode	73	0.0137	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.4%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	60.9%	75.4%
Mode	74	0.0134	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.4%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	60.9%	75.4%
Mode	75	0.0133	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.4%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	60.9%	75.4%
Mode	76	0.0130	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	60.9%	75.4%
Mode	77	0.0128	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.5%	0.0%	0.6%	0.0%	43.7%	61.5%	75.4%
Mode	78	0.0127	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	61.5%	75.4%
Mode	79	0.0124	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	60.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	61.5%	75.4%
Mode	80	0.0119	0.0%	0.0%	1.7%	68.3%	70.3%	62.1%	0.0%	0.2%	0.0%	43.7%	61.7%	75.4%
Mode	81	0.0118	0.0%	0.0%	0.6%	68.3%	70.3%	62.7%	0.0%	0.4%	0.0%	43.7%	62.1%	75.4%
Mode	82	0.0118	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	62.7%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	62.1%	75.4%
Mode	83	0.0117	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	62.7%	0.0%	0.1%	0.0%	43.7%	62.2%	75.4%
Mode	84	0.0116	0.0%	0.0%	1.1%	68.3%	70.3%	63.8%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	62.2%	75.4%
Mode	85	0.0113	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	63.8%	0.0%	1.0%	0.0%	43.7%	63.1%	75.4%
Mode	86	0.0112	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	63.8%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	63.1%	75.4%
Mode	87	0.0110	0.0%	0.0%	0.1%	68.3%	70.3%	64.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	63.1%	75.4%
Mode	88	0.0109	0.0%	0.0%	0.1%	68.3%	70.3%	64.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	63.1%	75.4%
Mode	89	0.0104	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	64.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	63.1%	75.4%
Mode	90	0.0104	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	64.1%	0.0%	0.3%	0.0%	43.7%	63.5%	75.4%
Mode	91	0.0102	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	64.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	63.5%	75.4%
Mode	92	0.0101	0.0%	0.0%	0.2%	68.3%	70.3%	64.3%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	63.5%	75.4%
Mode	93	0.0099	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	64.3%	0.0%	2.2%	0.0%	43.7%	65.7%	75.4%
Mode	94	0.0098	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	64.3%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	65.7%	75.4%
Mode	95	0.0097	0.0%	0.0%	0.2%	68.3%	70.3%	64.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	65.7%	75.4%
Mode	96	0.0097	0.0%	0.0%	1.5%	68.3%	70.3%	66.1%	0.0%	0.1%	0.0%	43.7%	65.8%	75.4%
Mode	97	0.0095	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	66.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	65.8%	75.4%
Mode	98	0.0095	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	66.1%	0.0%	0.1%	0.0%	43.7%	65.9%	75.4%
Mode	99	0.0092	0.0%	0.0%	0.7%	68.3%	70.3%	66.8%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	65.9%	75.4%
Mode	100	0.0092	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	66.8%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	65.9%	75.4%
Mode	101	0.0092	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	66.8%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	65.9%	75.4%
Mode	102	0.0090	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	66.8%	0.0%	0.5%	0.0%	43.7%	66.3%	75.4%
Mode	103	0.0087	0.0%	0.0%	0.2%	68.3%	70.3%	66.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.3%	75.4%

Mode	104	0.0086	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	66.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.3%	75.4%
Mode	105	0.0086	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	66.9%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.3%	75.4%
Mode	106	0.0086	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	67.0%	0.0%	0.2%	0.0%	43.7%	66.5%	75.4%
Mode	107	0.0083	0.0%	0.0%	0.0%	68.3%	70.3%	67.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.5%	75.5%
Mode	108	0.0083	1.6%	0.0%	0.0%	70.0%	70.3%	67.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.5%	75.5%
Mode	109	0.0083	0.0%	0.0%	0.0%	70.0%	70.3%	67.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.5%	75.5%
Mode	110	0.0082	0.0%	0.0%	0.0%	70.0%	70.3%	67.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.5%	75.5%
Mode	111	0.0082	0.0%	0.0%	0.0%	70.0%	70.3%	67.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.6%	75.5%
Mode	112	0.0081	0.0%	0.0%	0.0%	70.0%	70.3%	67.0%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.6%	75.5%
Mode	113	0.0080	0.0%	0.0%	0.1%	70.0%	70.3%	67.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.6%	75.5%
Mode	114	0.0080	1.8%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	67.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.6%	75.5%
Mode	115	0.0079	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	67.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.6%	75.5%
Mode	116	0.0079	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	67.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.6%	75.5%
Mode	117	0.0078	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	67.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	66.6%	75.5%
Mode	118	0.0078	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	67.1%	0.0%	0.7%	0.0%	43.7%	67.3%	75.5%
Mode	119	0.0077	0.0%	0.0%	1.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.3%	75.5%
Mode	120	0.0075	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.5%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	121	0.0073	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	122	0.0073	0.0%	0.0%	0.1%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	123	0.0072	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	124	0.0072	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.1%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	125	0.0072	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	126	0.0070	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	127	0.0069	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	128	0.0069	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	129	0.0069	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	130	0.0068	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	67.9%	75.5%
Mode	131	0.0067	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.2%	0.0%	43.7%	68.1%	75.5%
Mode	132	0.0067	0.0%	0.0%	0.0%	71.7%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	68.1%	75.5%
Mode	133	0.0066	2.9%	0.0%	0.0%	74.6%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	68.1%	75.5%
Mode	134	0.0066	0.0%	0.0%	0.0%	74.6%	70.3%	68.1%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	68.1%	75.5%
Mode	135	0.0066	0.0%	0.0%	0.3%	74.6%	70.3%	68.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	68.1%	75.5%
Mode	136	0.0066	0.0%	0.0%	0.0%	74.6%	70.3%	68.5%	0.0%	0.0%	0.0%	43.7%	68.1%	75.5%
Mode	137	0.0064	0.0%	0.7%	0.0%	74.6%	71.1%	68.5%	1.5%	0.0%	0.1%	45.2%	68.1%	75.5%
Mode	138	0.0064	0.0%	3.0%	0.0%	74.6%	74.1%	68.5%	5.8%	0.0%	0.4%	51.0%	68.1%	75.9%
Mode	139	0.0063	0.0%	0.0%	0.0%	74.6%	74.1%	68.5%	0.0%	0.0%	0.0%	51.0%	68.1%	75.9%
Mode	140	0.0063	0.0%	0.5%	0.0%	74.6%	74.6%	68.5%	1.0%	0.0%	0.1%	51.9%	68.1%	76.0%
Mode	141	0.0063	0.0%	0.0%	0.0%	74.6%	74.6%	68.5%	0.0%	0.0%	0.0%	51.9%	68.1%	76.0%

Mode	142	0.0062	0.0%	1.8%	0.0%	74.6%	76.4%	68.5%	3.3%	0.0%	0.6%	55.2%	68.1%	76.6%
Mode	143	0.0062	0.0%	0.0%	0.0%	74.6%	76.4%	68.5%	0.0%	0.1%	0.0%	55.2%	68.2%	76.6%
Mode	144	0.0062	0.0%	0.0%	0.0%	74.6%	76.4%	68.5%	0.0%	0.0%	0.0%	55.2%	68.2%	76.6%
Mode	145	0.0062	0.0%	0.7%	0.0%	74.6%	77.1%	68.5%	1.3%	0.0%	0.1%	56.6%	68.2%	76.7%
Mode	146	0.0061	0.0%	0.0%	0.0%	74.6%	77.1%	68.6%	0.0%	0.0%	0.0%	56.6%	68.2%	76.7%
Mode	147	0.0061	4.0%	0.0%	0.0%	78.6%	77.1%	68.6%	0.0%	0.0%	0.0%	56.6%	68.2%	76.7%
Mode	148	0.0061	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	77.1%	68.6%	0.0%	0.2%	0.0%	56.6%	68.4%	76.7%
Mode	149	0.0060	0.0%	0.0%	0.1%	78.6%	77.1%	68.6%	0.0%	0.1%	0.0%	56.6%	68.5%	76.7%
Mode	150	0.0058	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	77.1%	68.6%	0.0%	0.0%	0.0%	56.6%	68.5%	76.7%
Mode	151	0.0058	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	77.1%	68.7%	0.0%	0.0%	0.0%	56.6%	68.5%	76.7%
Mode	152	0.0058	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	77.1%	68.7%	0.0%	0.2%	0.0%	56.6%	68.7%	76.7%
Mode	153	0.0058	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	77.1%	68.7%	0.0%	0.0%	0.0%	56.6%	68.7%	76.7%
Mode	154	0.0058	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	77.2%	68.7%	0.0%	0.0%	0.0%	56.6%	68.7%	76.7%
Mode	155	0.0057	0.0%	0.0%	0.2%	78.6%	77.2%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	56.6%	68.7%	76.7%
Mode	156	0.0057	0.0%	0.1%	0.0%	78.6%	77.3%	68.9%	0.2%	0.0%	0.2%	56.8%	68.7%	76.9%
Mode	157	0.0056	0.0%	4.1%	0.0%	78.6%	81.4%	68.9%	5.9%	0.0%	5.6%	62.7%	68.7%	82.4%
Mode	158	0.0056	0.0%	0.2%	0.0%	78.6%	81.6%	68.9%	0.3%	0.0%	1.4%	63.0%	68.7%	83.8%
Mode	159	0.0056	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	81.6%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	63.0%	68.7%	83.8%
Mode	160	0.0056	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	81.6%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	63.0%	68.7%	83.8%
Mode	161	0.0055	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	81.6%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	63.0%	68.7%	83.8%
Mode	162	0.0055	0.0%	0.5%	0.0%	78.6%	82.1%	68.9%	0.7%	0.0%	0.1%	63.7%	68.7%	83.9%
Mode	163	0.0054	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	82.1%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	63.7%	68.7%	83.9%
Mode	164	0.0054	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	82.1%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	63.7%	68.7%	83.9%
Mode	165	0.0054	0.0%	5.1%	0.0%	78.6%	87.2%	68.9%	6.2%	0.0%	7.8%	69.9%	68.7%	91.8%
Mode	166	0.0054	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	87.2%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	69.9%	68.7%	91.8%
Mode	167	0.0053	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	87.2%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	69.9%	68.7%	91.8%
Mode	168	0.0053	0.0%	0.1%	0.0%	78.6%	87.3%	68.9%	0.1%	0.0%	0.0%	70.0%	68.7%	91.8%
Mode	169	0.0052	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	87.3%	68.9%	0.0%	0.0%	0.1%	70.0%	68.7%	91.9%
Mode	170	0.0051	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	87.3%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	70.0%	68.7%	91.9%
Mode	171	0.0051	0.0%	0.0%	0.0%	78.6%	87.3%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	70.0%	68.7%	91.9%
Mode	172	0.0051	0.0%	0.1%	0.0%	78.6%	87.4%	68.9%	0.1%	0.0%	0.0%	70.1%	68.7%	91.9%
Mode	173	0.0051	5.4%	0.0%	0.0%	84.1%	87.4%	68.9%	0.0%	0.1%	0.0%	70.1%	68.8%	91.9%
Mode	174	0.0051	0.0%	0.0%	0.0%	84.1%	87.4%	68.9%	0.0%	0.0%	0.0%	70.1%	68.8%	91.9%
Mode	175	0.0050	5.3%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	68.9%	0.0%	0.1%	0.0%	70.1%	68.8%	91.9%
Mode	176	0.0050	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	68.9%	0.0%	0.2%	0.0%	70.1%	69.1%	91.9%
Mode	177	0.0050	0.0%	0.0%	0.3%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.1%	69.1%	91.9%
Mode	178	0.0050	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.1%	69.1%	91.9%
Mode	179	0.0049	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.1%	69.1%	91.9%

Mode	180	0.0049	0.0%	0.1%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.1%	0.0%	0.0%	70.2%	69.1%	91.9%
Mode	181	0.0049	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.2%	69.1%	91.9%
Mode	182	0.0048	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.2%	69.1%	91.9%
Mode	183	0.0048	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.2%	69.1%	91.9%
Mode	184	0.0048	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.2%	69.1%	91.9%
Mode	185	0.0048	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.2%	69.1%	91.9%
Mode	186	0.0048	0.0%	0.0%	0.0%	89.4%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.2%	69.1%	91.9%
Mode	187	0.0048	4.1%	0.0%	0.0%	93.5%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.2%	69.2%	91.9%
Mode	188	0.0047	0.0%	0.0%	0.0%	93.5%	87.4%	69.2%	0.1%	0.0%	0.0%	70.3%	69.2%	91.9%
Mode	189	0.0047	0.0%	0.0%	0.0%	93.5%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.3%	69.2%	91.9%
Mode	190	0.0047	0.0%	0.0%	0.0%	93.5%	87.4%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	70.3%	69.2%	91.9%
Mode	191	0.0047	0.0%	0.2%	0.0%	93.5%	87.6%	69.2%	0.4%	0.0%	0.1%	70.7%	69.2%	92.0%
Mode	192	0.0046	0.0%	4.0%	0.0%	93.5%	91.7%	69.2%	9.7%	0.0%	0.5%	80.4%	69.2%	92.5%
Mode	193	0.0046	0.0%	0.0%	0.0%	93.5%	91.7%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	80.4%	69.2%	92.5%
Mode	194	0.0046	0.0%	0.0%	0.0%	93.5%	91.7%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	80.4%	69.2%	92.5%
Mode	195	0.0046	0.0%	2.8%	0.0%	93.5%	94.5%	69.2%	6.5%	0.0%	0.6%	86.8%	69.2%	93.1%
Mode	196	0.0045	0.0%	0.0%	0.0%	93.5%	94.5%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	86.8%	69.2%	93.1%
Mode	197	0.0045	0.0%	0.0%	0.0%	93.5%	94.5%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	86.8%	69.2%	93.1%
Mode	198	0.0045	3.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.5%	69.2%	0.0%	0.0%	0.0%	86.8%	69.3%	93.1%
Mode	199	0.0045	0.0%	0.0%	0.2%	96.5%	94.5%	69.3%	0.0%	0.0%	0.0%	86.8%	69.3%	93.1%
Mode	200	0.0045	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.5%	69.3%	0.0%	0.0%	0.0%	86.8%	69.3%	93.1%
Mode	201	0.0044	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.5%	69.3%	0.0%	0.0%	0.0%	86.8%	69.3%	93.1%
Mode	202	0.0044	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.5%	69.3%	0.1%	0.0%	0.0%	86.9%	69.3%	93.1%
Mode	203	0.0044	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.5%	69.3%	0.0%	0.0%	0.0%	86.9%	69.3%	93.1%
Mode	204	0.0044	0.0%	0.0%	0.1%	96.5%	94.5%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	86.9%	69.3%	93.1%
Mode	205	0.0043	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.6%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	87.0%	69.3%	93.2%
Mode	206	0.0043	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.6%	69.4%	0.0%	0.1%	0.0%	87.0%	69.4%	93.2%
Mode	207	0.0043	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.6%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	87.0%	69.4%	93.2%
Mode	208	0.0043	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.6%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	87.0%	69.4%	93.2%
Mode	209	0.0043	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.6%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	87.0%	69.4%	93.2%
Mode	210	0.0042	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	94.6%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	87.0%	69.4%	93.2%
Mode	211	0.0042	0.0%	1.4%	0.0%	96.5%	96.0%	69.4%	2.6%	0.0%	2.1%	89.5%	69.4%	95.3%
Mode	212	0.0042	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.0%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	89.5%	69.4%	95.3%
Mode	213	0.0041	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.0%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	89.5%	69.4%	95.3%
Mode	214	0.0041	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.0%	69.4%	0.0%	0.0%	0.0%	89.5%	69.5%	95.3%
Mode	215	0.0041	0.0%	0.1%	0.0%	96.5%	96.1%	69.4%	0.3%	0.0%	0.1%	89.8%	69.5%	95.5%
Mode	216	0.0041	0.0%	0.0%	0.1%	96.5%	96.1%	69.6%	0.0%	0.0%	0.0%	89.8%	69.5%	95.5%
Mode	217	0.0041	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.1%	69.6%	0.0%	0.0%	0.0%	89.8%	69.5%	95.5%

Mode	218	0.0041	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.1%	69.6%	0.0%	0.1%	0.0%	89.8%	69.6%	95.5%
Mode	219	0.0041	0.0%	0.0%	0.2%	96.5%	96.1%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.8%	69.6%	95.5%
Mode	220	0.0040	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.1%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.8%	69.6%	95.5%
Mode	221	0.0040	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.1%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.8%	69.6%	95.5%
Mode	222	0.0040	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.1%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.8%	69.6%	95.5%
Mode	223	0.0040	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.1%	69.8%	0.0%	0.0%	0.1%	89.8%	69.6%	95.6%
Mode	224	0.0040	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.2%	69.8%	0.1%	0.0%	0.0%	89.9%	69.6%	95.6%
Mode	225	0.0040	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.2%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.9%	69.6%	95.6%
Mode	226	0.0039	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.2%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.9%	69.6%	95.6%
Mode	227	0.0039	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.2%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.9%	69.6%	95.6%
Mode	228	0.0039	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.2%	69.8%	0.0%	0.0%	0.0%	89.9%	69.6%	95.6%
Mode	229	0.0039	0.0%	0.7%	0.0%	96.5%	96.8%	69.8%	1.0%	0.0%	1.0%	90.9%	69.6%	96.6%
Mode	230	0.0039	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	96.8%	69.9%	0.0%	0.0%	0.0%	90.9%	69.6%	96.6%
Mode	231	0.0039	0.0%	0.2%	0.0%	96.5%	97.0%	69.9%	0.3%	0.0%	0.2%	91.1%	69.6%	96.8%
Mode	232	0.0039	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	69.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.1%	69.7%	96.8%
Mode	233	0.0038	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	69.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.1%	69.7%	96.8%
Mode	234	0.0038	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	69.9%	0.0%	0.0%	0.1%	91.2%	69.7%	96.9%
Mode	235	0.0038	0.0%	0.0%	0.2%	96.5%	97.0%	70.1%	0.0%	0.2%	0.0%	91.2%	69.9%	96.9%
Mode	236	0.0038	0.0%	0.0%	0.6%	96.5%	97.0%	70.8%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	69.9%	96.9%
Mode	237	0.0038	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	70.8%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	69.9%	96.9%
Mode	238	0.0037	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	70.8%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	69.9%	96.9%
Mode	239	0.0037	0.0%	0.0%	0.1%	96.5%	97.0%	70.8%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.0%	96.9%
Mode	240	0.0037	0.0%	0.0%	0.2%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.0%	96.9%
Mode	241	0.0037	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	70.1%	96.9%
Mode	242	0.0037	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.1%	96.9%
Mode	243	0.0037	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.1%	96.9%
Mode	244	0.0036	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	70.2%	96.9%
Mode	245	0.0036	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.2%	96.9%
Mode	246	0.0036	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.2%	96.9%
Mode	247	0.0036	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	71.0%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.2%	96.9%
Mode	248	0.0036	0.0%	0.0%	1.2%	96.5%	97.0%	72.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.3%	96.9%
Mode	249	0.0036	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	72.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.3%	96.9%
Mode	250	0.0036	0.0%	0.0%	0.3%	96.5%	97.0%	72.6%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.3%	96.9%
Mode	251	0.0036	0.0%	0.0%	0.1%	96.5%	97.0%	72.7%	0.0%	0.4%	0.0%	91.2%	70.6%	96.9%
Mode	252	0.0035	0.0%	0.0%	0.0%	96.5%	97.0%	72.7%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.6%	96.9%
Mode	253	0.0035	0.0%	0.0%	0.1%	96.5%	97.0%	72.8%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.6%	96.9%
Mode	254	0.0035	0.3%	0.0%	0.0%	96.8%	97.0%	72.8%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	70.6%	96.9%
Mode	255	0.0035	0.0%	0.0%	0.1%	96.8%	97.0%	72.8%	0.0%	0.3%	0.0%	91.2%	71.0%	96.9%

Mode	256	0.0035	0.0%	0.0%	0.4%	96.8%	97.0%	73.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.0%	96.9%
Mode	257	0.0035	0.0%	0.0%	0.0%	96.8%	97.0%	73.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.0%	96.9%
Mode	258	0.0034	0.0%	0.0%	0.0%	96.8%	97.0%	73.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.0%	96.9%
Mode	259	0.0034	0.0%	0.0%	0.0%	96.8%	97.0%	73.3%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	71.1%	96.9%
Mode	260	0.0034	0.0%	0.0%	0.0%	96.8%	97.0%	73.3%	0.0%	0.2%	0.0%	91.2%	71.3%	96.9%
Mode	261	0.0034	0.0%	0.0%	0.0%	96.8%	97.0%	73.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.3%	96.9%
Mode	262	0.0034	0.3%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	73.4%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.3%	96.9%
Mode	263	0.0034	0.0%	0.0%	1.0%	97.1%	97.0%	74.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.3%	96.9%
Mode	264	0.0034	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	74.3%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.3%	96.9%
Mode	265	0.0034	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	74.3%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	71.4%	96.9%
Mode	266	0.0034	0.0%	0.0%	0.3%	97.1%	97.0%	74.6%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.4%	96.9%
Mode	267	0.0034	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	74.6%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.5%	96.9%
Mode	268	0.0033	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	74.6%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	71.5%	96.9%
Mode	269	0.0033	0.0%	0.0%	0.4%	97.1%	97.0%	75.1%	0.0%	1.3%	0.0%	91.2%	72.8%	96.9%
Mode	270	0.0033	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	75.1%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	72.8%	96.9%
Mode	271	0.0033	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	75.1%	0.0%	0.4%	0.0%	91.2%	73.1%	96.9%
Mode	272	0.0033	0.0%	0.0%	0.9%	97.1%	97.0%	75.9%	0.0%	0.2%	0.0%	91.2%	73.4%	96.9%
Mode	273	0.0033	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	75.9%	0.0%	0.3%	0.0%	91.2%	73.6%	96.9%
Mode	274	0.0033	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	75.9%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	73.8%	96.9%
Mode	275	0.0033	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	75.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	73.8%	96.9%
Mode	276	0.0033	0.0%	0.0%	0.1%	97.1%	97.0%	76.1%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	73.8%	96.9%
Mode	277	0.0032	0.0%	0.0%	0.1%	97.1%	97.0%	76.2%	0.0%	0.8%	0.0%	91.2%	74.6%	96.9%
Mode	278	0.0032	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	76.2%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	74.6%	96.9%
Mode	279	0.0032	0.0%	0.0%	0.1%	97.1%	97.0%	76.3%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	74.7%	96.9%
Mode	280	0.0032	0.0%	0.0%	0.5%	97.1%	97.0%	76.8%	0.0%	0.4%	0.0%	91.2%	75.1%	96.9%
Mode	281	0.0032	0.0%	0.0%	0.3%	97.1%	97.0%	77.1%	0.0%	0.8%	0.0%	91.2%	75.9%	96.9%
Mode	282	0.0032	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	77.1%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	75.9%	96.9%
Mode	283	0.0032	0.0%	0.0%	1.6%	97.1%	97.0%	78.6%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	76.0%	96.9%
Mode	284	0.0032	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	78.7%	0.0%	0.2%	0.0%	91.2%	76.2%	96.9%
Mode	285	0.0032	0.0%	0.0%	0.1%	97.1%	97.0%	78.7%	0.0%	1.4%	0.0%	91.2%	77.6%	96.9%
Mode	286	0.0031	0.0%	0.0%	0.7%	97.1%	97.0%	79.4%	0.0%	0.1%	0.0%	91.2%	77.7%	96.9%
Mode	287	0.0031	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	79.4%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	77.7%	96.9%
Mode	288	0.0031	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	79.4%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	77.7%	96.9%
Mode	289	0.0031	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	79.4%	0.0%	1.0%	0.0%	91.2%	78.6%	96.9%
Mode	290	0.0031	0.0%	0.0%	0.9%	97.1%	97.0%	80.3%	0.0%	0.2%	0.0%	91.2%	78.9%	96.9%
Mode	291	0.0031	0.0%	0.0%	0.2%	97.1%	97.0%	80.5%	0.0%	1.0%	0.0%	91.2%	79.9%	96.9%
Mode	292	0.0031	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	80.5%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	79.9%	96.9%
Mode	293	0.0031	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	80.5%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	79.9%	96.9%

Mode	294	0.0031	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	80.5%	0.0%	0.2%	0.0%	91.2%	80.1%	96.9%
Mode	295	0.0031	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.0%	80.5%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	80.1%	96.9%
Mode	296	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.1%	80.5%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	80.1%	96.9%
Mode	297	0.0030	0.0%	0.0%	1.2%	97.1%	97.1%	81.7%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	80.1%	96.9%
Mode	298	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.1%	81.7%	0.0%	0.9%	0.0%	91.2%	81.0%	96.9%
Mode	299	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.1%	81.7%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	81.0%	96.9%
Mode	300	0.0030	0.0%	0.0%	0.2%	97.1%	97.1%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	81.0%	96.9%
Mode	301	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.1%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	81.1%	96.9%
Mode	302	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.1%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	81.1%	96.9%
Mode	303	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.1%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	81.1%	96.9%
Mode	304	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.1%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.2%	81.1%	96.9%
Mode	305	0.0030	0.0%	0.1%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.4%	0.0%	0.0%	91.6%	81.1%	96.9%
Mode	306	0.0030	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.6%	81.1%	96.9%
Mode	307	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.6%	81.2%	96.9%
Mode	308	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.6%	81.2%	96.9%
Mode	309	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.6%	81.2%	96.9%
Mode	310	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.6%	81.2%	96.9%
Mode	311	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.0%	0.5%	0.0%	91.6%	81.6%	96.9%
Mode	312	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	81.9%	0.0%	0.0%	0.0%	91.6%	81.6%	96.9%
Mode	313	0.0029	0.0%	0.0%	1.3%	97.1%	97.2%	83.2%	0.0%	0.0%	0.0%	91.6%	81.6%	96.9%
Mode	314	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	83.2%	0.1%	0.0%	0.0%	91.7%	81.6%	96.9%
Mode	315	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	83.3%	0.0%	0.7%	0.0%	91.7%	82.3%	96.9%
Mode	316	0.0029	0.0%	0.0%	0.2%	97.1%	97.2%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	91.7%	82.3%	96.9%
Mode	317	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.2%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	91.7%	82.3%	96.9%
Mode	318	0.0029	0.0%	0.1%	0.0%	97.1%	97.3%	83.5%	0.3%	0.0%	0.0%	92.0%	82.3%	96.9%
Mode	319	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.3%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.3%	96.9%
Mode	320	0.0029	0.0%	0.0%	0.0%	97.1%	97.3%	83.5%	0.0%	0.1%	0.0%	92.0%	82.4%	96.9%
Mode	321	0.0028	0.1%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.4%	96.9%
Mode	322	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.4%	96.9%
Mode	323	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.4%	96.9%
Mode	324	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.4%	96.9%
Mode	325	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	83.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.4%	96.9%
Mode	326	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	83.6%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.4%	96.9%
Mode	327	0.0028	0.0%	0.0%	0.1%	97.2%	97.3%	83.6%	0.0%	0.5%	0.0%	92.0%	82.9%	96.9%
Mode	328	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	83.6%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.9%	96.9%
Mode	329	0.0028	0.0%	0.0%	1.5%	97.2%	97.3%	85.1%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.9%	96.9%
Mode	330	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	85.1%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	82.9%	96.9%
Mode	331	0.0028	0.0%	0.0%	2.6%	97.2%	97.3%	87.7%	0.0%	0.1%	0.0%	92.0%	83.0%	96.9%

Mode	332	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	87.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	83.0%	96.9%
Mode	333	0.0028	0.0%	0.0%	0.1%	97.2%	97.3%	87.7%	0.0%	0.9%	0.0%	92.0%	83.8%	96.9%
Mode	334	0.0028	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	87.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	83.8%	96.9%
Mode	335	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	87.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	83.8%	96.9%
Mode	336	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	87.7%	0.0%	0.2%	0.0%	92.0%	84.0%	96.9%
Mode	337	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	87.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	84.0%	96.9%
Mode	338	0.0027	0.0%	0.0%	1.7%	97.2%	97.3%	89.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	84.0%	96.9%
Mode	339	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	89.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	84.0%	96.9%
Mode	340	0.0027	0.0%	0.0%	0.4%	97.2%	97.3%	89.9%	0.0%	0.4%	0.0%	92.0%	84.5%	96.9%
Mode	341	0.0027	0.0%	0.0%	0.5%	97.2%	97.3%	90.4%	0.0%	0.4%	0.0%	92.0%	84.9%	96.9%
Mode	342	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	90.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	84.9%	96.9%
Mode	343	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	90.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	84.9%	96.9%
Mode	344	0.0027	0.0%	0.0%	0.2%	97.2%	97.3%	90.6%	0.0%	0.4%	0.0%	92.0%	85.3%	96.9%
Mode	345	0.0027	0.0%	0.0%	0.5%	97.2%	97.3%	91.1%	0.0%	0.1%	0.0%	92.0%	85.3%	96.9%
Mode	346	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	91.2%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	85.3%	96.9%
Mode	347	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	91.2%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	85.3%	96.9%
Mode	348	0.0027	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	91.2%	0.0%	0.1%	0.0%	92.0%	85.4%	96.9%
Mode	349	0.0026	0.0%	0.0%	0.2%	97.2%	97.3%	91.4%	0.0%	0.4%	0.0%	92.0%	85.8%	96.9%
Mode	350	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	91.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	85.8%	96.9%
Mode	351	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	91.4%	0.0%	0.1%	0.0%	92.0%	86.0%	96.9%
Mode	352	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	91.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	86.0%	96.9%
Mode	353	0.0026	0.0%	0.0%	0.3%	97.2%	97.3%	91.6%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	86.0%	96.9%
Mode	354	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.2%	97.3%	91.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	86.0%	96.9%
Mode	355	0.0026	0.0%	0.0%	0.1%	97.2%	97.3%	91.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	86.0%	96.9%
Mode	356	0.0026	0.1%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	91.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	86.0%	96.9%
Mode	357	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	91.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	86.0%	96.9%
Mode	358	0.0026	0.0%	0.0%	0.9%	97.3%	97.3%	92.7%	0.0%	1.4%	0.0%	92.0%	87.5%	96.9%
Mode	359	0.0026	0.0%	0.0%	0.6%	97.3%	97.3%	93.2%	0.0%	0.6%	0.0%	92.0%	88.1%	96.9%
Mode	360	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.2%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	88.1%	96.9%
Mode	361	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.2%	0.0%	0.1%	0.0%	92.0%	88.2%	96.9%
Mode	362	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.3%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	88.2%	96.9%
Mode	363	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.3%	0.0%	0.2%	0.0%	92.0%	88.4%	96.9%
Mode	364	0.0026	0.0%	0.0%	0.1%	97.3%	97.3%	93.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	88.4%	96.9%
Mode	365	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.4%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	88.4%	96.9%
Mode	366	0.0026	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.4%	0.0%	0.2%	0.0%	92.0%	88.6%	96.9%
Mode	367	0.0025	0.0%	0.0%	0.1%	97.3%	97.3%	93.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	88.7%	96.9%
Mode	368	0.0025	0.0%	0.0%	0.1%	97.3%	97.3%	93.5%	0.0%	0.2%	0.0%	92.0%	88.8%	96.9%
Mode	369	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	88.8%	96.9%

Mode	370	0.0025	0.0%	0.0%	0.3%	97.3%	97.3%	93.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	88.8%	96.9%
Mode	371	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.8%	0.0%	0.2%	0.0%	92.0%	89.0%	96.9%
Mode	372	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	93.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	89.0%	96.9%
Mode	373	0.0025	0.0%	0.0%	0.3%	97.3%	97.3%	94.1%	0.0%	0.2%	0.0%	92.0%	89.3%	96.9%
Mode	374	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.1%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	89.3%	96.9%
Mode	375	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.1%	0.0%	0.0%	0.0%	92.0%	89.3%	96.9%
Mode	376	0.0025	0.0%	0.0%	0.2%	97.3%	97.3%	94.2%	0.0%	0.3%	0.0%	92.0%	89.6%	96.9%
Mode	377	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.3%	0.0%	0.1%	0.0%	92.0%	89.7%	96.9%
Mode	378	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.3%	0.1%	0.0%	0.1%	92.1%	89.7%	97.0%
Mode	379	0.0025	0.0%	0.0%	0.2%	97.3%	97.3%	94.4%	0.0%	0.3%	0.0%	92.1%	90.0%	97.0%
Mode	380	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.5%	0.0%	0.0%	0.0%	92.1%	90.0%	97.0%
Mode	381	0.0025	0.0%	0.0%	0.1%	97.3%	97.3%	94.6%	0.0%	0.3%	0.0%	92.1%	90.4%	97.0%
Mode	382	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.6%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.4%	97.0%
Mode	383	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.6%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.4%	97.0%
Mode	384	0.0025	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.6%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.4%	97.0%
Mode	385	0.0024	0.0%	0.0%	0.1%	97.3%	97.3%	94.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.4%	97.0%
Mode	386	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.4%	97.0%
Mode	387	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.7%	0.0%	0.1%	0.0%	92.2%	90.4%	97.0%
Mode	388	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.7%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.4%	97.0%
Mode	389	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.7%	0.0%	0.1%	0.0%	92.2%	90.5%	97.0%
Mode	390	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.5%	97.0%
Mode	391	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.5%	97.0%
Mode	392	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.5%	97.0%
Mode	393	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.5%	97.0%
Mode	394	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.5%	97.0%
Mode	395	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.6%	97.0%
Mode	396	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	94.8%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	90.6%	97.0%
Mode	397	0.0024	0.0%	0.0%	0.1%	97.3%	97.3%	94.9%	0.0%	0.4%	0.0%	92.2%	91.0%	97.0%
Mode	398	0.0024	0.0%	0.0%	0.2%	97.3%	97.3%	95.1%	0.0%	0.5%	0.0%	92.2%	91.4%	97.0%
Mode	399	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	95.1%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	91.4%	97.0%
Mode	400	0.0024	0.0%	0.0%	0.0%	97.3%	97.3%	95.1%	0.0%	0.0%	0.0%	92.2%	91.4%	97.0%

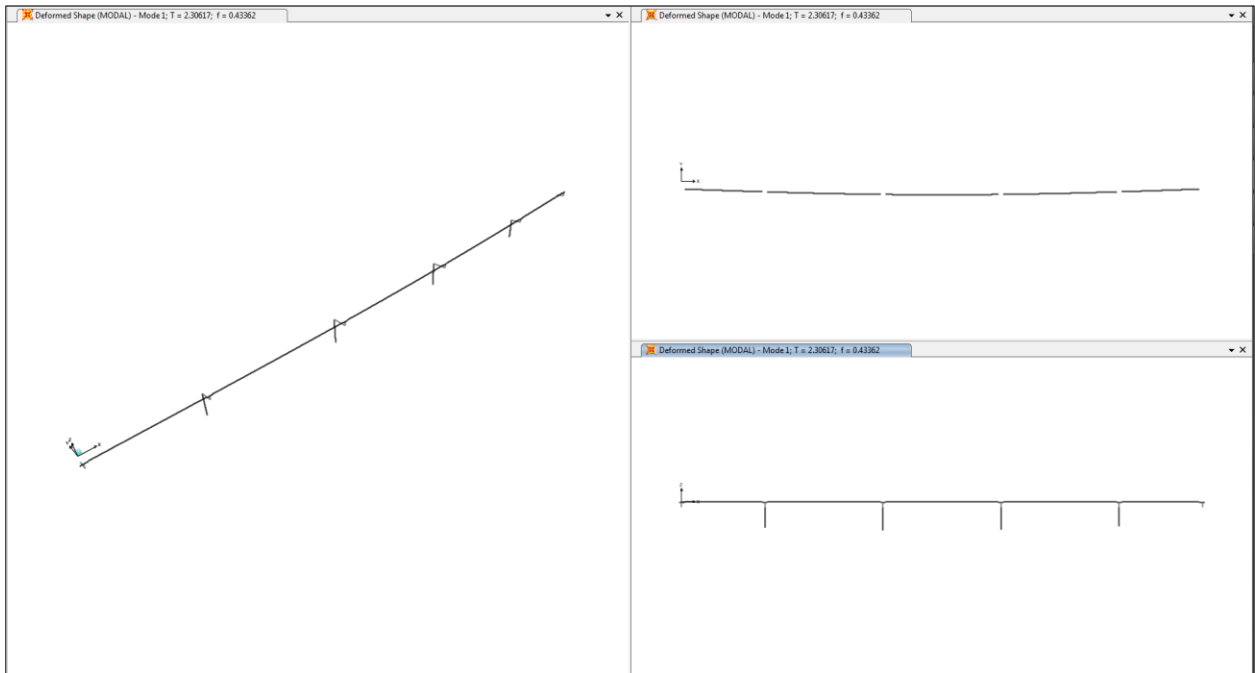


Figura 12 – Modo di vibrare N°1

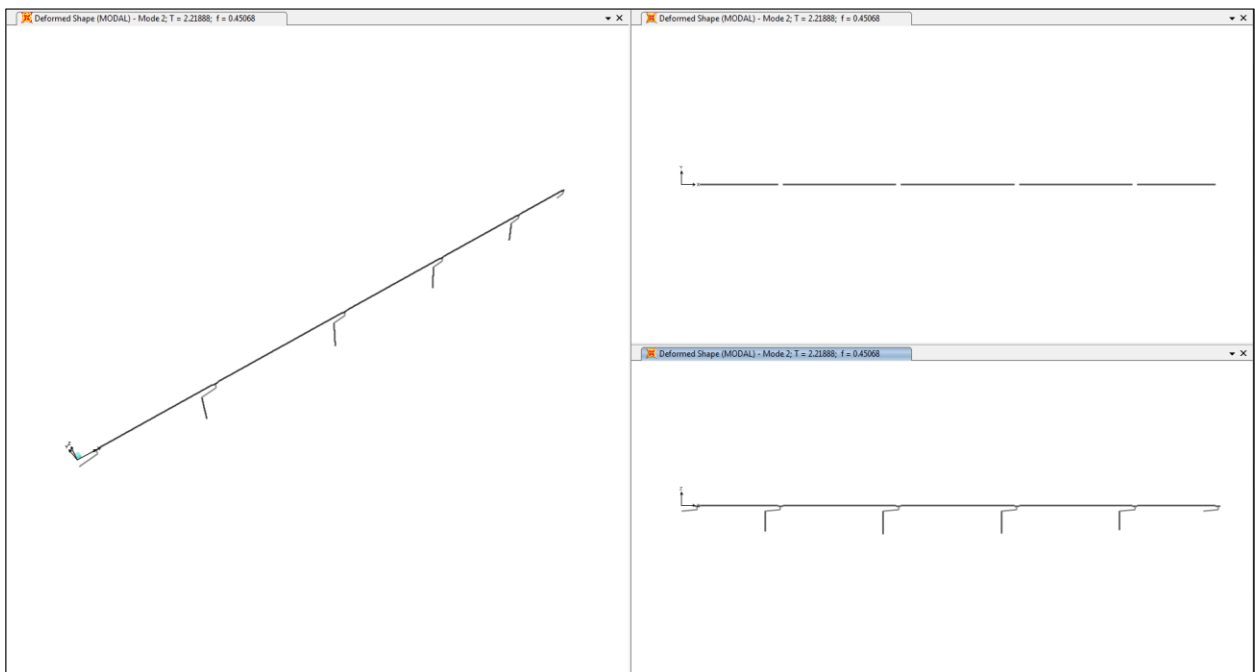


Figura 13 – Modo di vibrare N°2

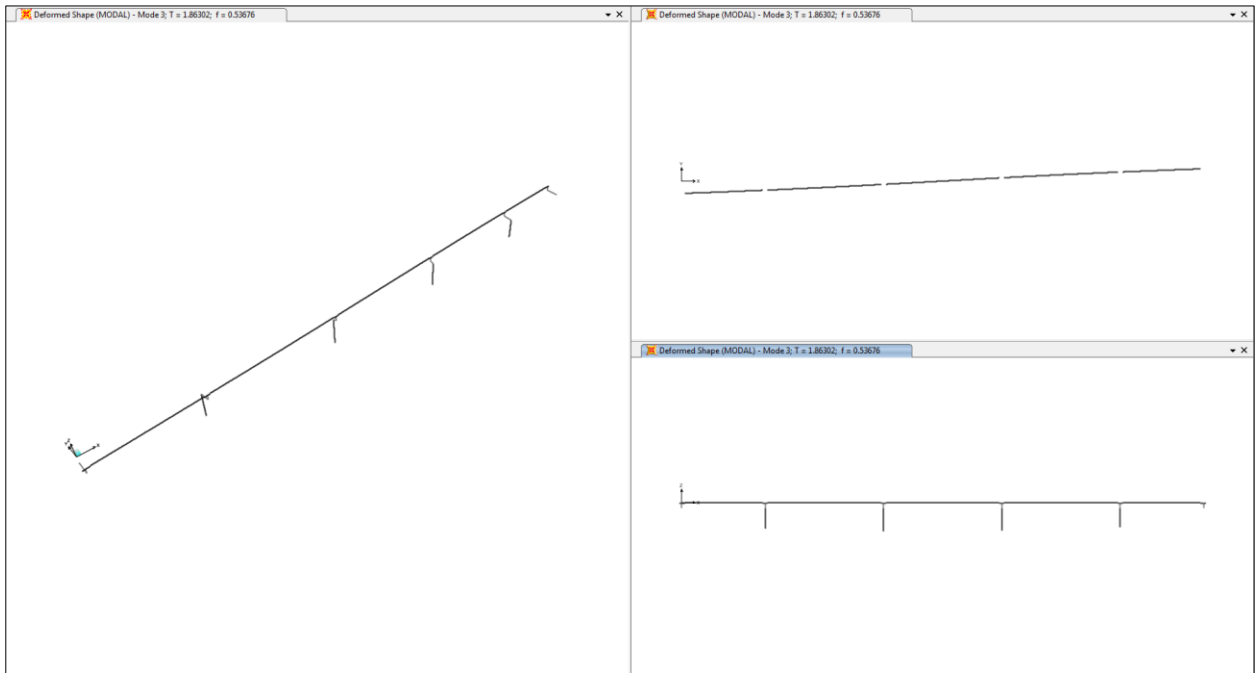


Figura 14 – Modo di vibrare N°3

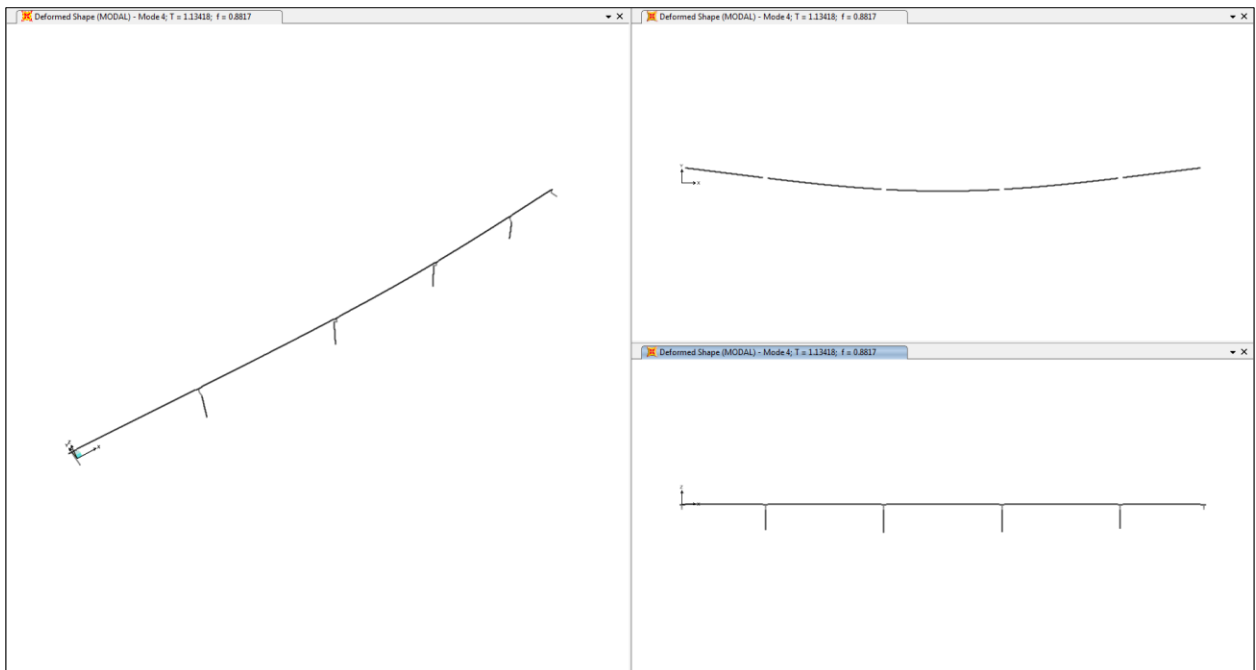


Figura 15 – Modo di vibrare N°4

8.2 SOLLECITAZIONI SPICCATO PILE

Seguono le sollecitazioni valutate allo spiccato di ciascuna pila, sia con riferimento alle azioni elementari sia alle combinazioni delle stesse.

8.2.1 Pila 1

AZIONI DI VERIFICA		P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-8249	3	0	0	0	17
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2401	1	0	0	0	6
Mobili Tandem	Mobili_TS	177	4	0	0	1904	22
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	190	4	1	0	3413	25
Frenatura	Q ₃	-8	150	0	0	0	914
Vento	Q ₅	0	41	309	3	2631	113
Termica	Q ₇	-125	62	0	0	0	375
Sisma X	S _x	-24	487	0	0	0	2893
Sisma Y	S _y	0	0	447	6	3239	0
Sisma Z	S _z	-210	0	0	0	0	2
SLU 1		-13995	71	1	0	7178	432
SLU 2		-10267	69	1	0	7178	423
SLU 3		-13995	108	279	2	9546	534
SLU 4		-10267	107	279	2	9546	526
SLU 5		-14219	306	279	2	6139	1740
SLU 6		-10491	304	279	2	6139	1732
SLU 7		-14208	128	464	4	7718	574
SLU 8		-10481	127	464	4	7718	566
SLU 9		-14283	140	279	2	6139	732
SLU 10		-10556	139	279	2	6139	723
SLU 11		-10800	521	134	2	972	3104
SLU 12		-10783	181	447	6	3239	1079
SLU 13		-10929	181	134	2	972	1080
SLE 1		-10358	48	1	0	5317	295
SLE 2		-10358	73	186	2	6896	363
SLE 3		-10524	220	186	2	4372	1256
SLE 4		-10516	86	309	3	5425	388
SLE 5		-10566	94	186	2	4372	493
SLE 6		-10504	39	1	0	2793	237
SLE 7		-10712	35	0	0	0	211
SLE 8		-10712	35	0	0	0	211

8.2.2 Pila 2

AZIONI DI VERIFICA		P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-8969	1	0	0	0	5
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2565	0	0	0	0	2
Mobili Tandem	Mobili_TS	163	4	1	0	1908	26
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	256	5	1	0	4074	35
Frenatura	Q ₃	2	149	0	0	0	1076
Vento	Q ₅	0	49	367	1	3536	163
Termica	Q ₇	17	20	0	0	0	147
Sisma X	S _x	-5	491	0	0	0	3429
Sisma Y	S _y	0	0	555	2	4630	0
Sisma Z	S _z	-175	0	0	0	0	1
SLU 1		-14990	31	2	0	8076	225
SLU 2		-10953	31	2	0	8076	222
SLU 3		-14990	76	332	1	11258	371
SLU 4		-10953	75	332	1	11258	369
SLU 5		-15251	272	332	1	7314	1787
SLU 6		-11214	272	332	1	7314	1785
SLU 7		-15253	100	552	1	9436	432
SLU 8		-11216	100	552	1	9436	430
SLU 9		-15243	83	332	1	7314	423
SLU 10		-11206	82	332	1	7314	420
SLU 11		-11584	502	167	1	1389	3510
SLU 12		-11580	158	555	2	4630	1110
SLU 13		-11702	159	167	1	1389	1110
SLE 1		-11105	22	1	0	5982	157
SLE 2		-11105	51	222	1	8104	254
SLE 3		-11298	197	221	1	5182	1303
SLE 4		-11299	67	368	1	6597	292
SLE 5		-11293	56	221	1	5182	286
SLE 6		-11301	16	1	0	3060	114
SLE 7		-11526	11	0	0	0	81
SLE 8		-11526	11	0	0	0	81

8.2.3 Pila 3

AZIONI DI VERIFICA		P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-8917	1	0	0	0	5
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2565	0	0	0	0	2
Mobili Tandem	Mobili_TS	163	4	0	0	1911	26
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	256	5	1	0	4079	34
Frenatura	Q ₃	-2	150	0	0	0	1047
Vento	Q ₅	0	48	367	1	3467	153
Termica	Q ₇	17	20	0	0	0	143
Sisma X	S _x	-5	490	0	0	0	3331
Sisma Y	S _y	0	0	552	2	4523	0
Sisma Z	S _z	-174	0	0	0	0	1
SLU 1		-14920	31	2	0	8086	218
SLU 2		-10901	31	2	0	8086	216
SLU 3		-14920	74	332	1	11207	356
SLU 4		-10901	74	332	1	11207	354
SLU 5		-15185	271	331	1	7258	1734
SLU 6		-11166	271	331	1	7258	1731
SLU 7		-15183	98	551	1	9338	412
SLU 8		-11164	98	551	1	9338	410
SLU 9		-15173	81	331	1	7258	406
SLU 10		-11154	81	331	1	7258	404
SLU 11		-11532	501	166	1	1357	3409
SLU 12		-11528	158	552	2	4523	1078
SLU 13		-11650	158	166	1	1357	1078
SLE 1		-11053	22	1	0	5990	152
SLE 2		-11053	51	221	1	8070	244
SLE 3		-11249	196	221	1	5145	1264
SLE 4		-11248	66	367	1	6532	279
SLE 5		-11241	55	221	1	5145	275
SLE 6		-11249	16	1	0	3065	111
SLE 7		-11474	11	0	0	0	78
SLE 8		-11474	11	0	0	0	78

8.2.4 Pila 4

AZIONI DI VERIFICA		P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-8120	3	0	0	0	16
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2401	1	0	0	0	6
Mobili Tandem	Mobili_TS	177	4	0	0	1915	20
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	190	4	1	0	3430	23
Frenatura	Q ₃	8	150	0	0	0	840
Vento	Q ₅	0	38	307	3	2489	94
Termica	Q ₇	-125	62	0	0	0	345
Sisma X	S _x	-24	485	0	0	0	2652
Sisma Y	S _y	0	0	444	6	3033	0
Sisma Z	S _z	-209	0	0	0	0	1
SLU 1		-13821	71	1	0	7215	396
SLU 2		-10138	69	1	0	7215	389
SLU 3		-13821	105	277	2	9456	481
SLU 4		-10138	103	277	2	9456	473
SLU 5		-14024	303	277	2	6031	1589
SLU 6		-10341	301	277	2	6031	1582
SLU 7		-14034	123	461	4	7525	512
SLU 8		-10352	121	461	4	7525	505
SLU 9		-14109	137	277	2	6031	663
SLU 10		-10427	136	277	2	6031	655
SLU 11		-10671	520	133	2	910	2846
SLU 12		-10654	180	444	6	3033	990
SLU 13		-10800	180	133	2	910	991
SLE 1		-10229	48	1	0	5345	271
SLE 2		-10229	71	185	2	6838	327
SLE 3		-10380	217	185	2	4302	1148
SLE 4		-10387	83	307	3	5298	346
SLE 5		-10437	92	185	2	4302	446
SLE 6		-10375	39	0	0	2808	218
SLE 7		-10584	35	0	0	0	194
SLE 8		-10584	35	0	0	0	194

8.3 SOLLECITAZIONI INTRADOSSO PLINTO

Seguono le sollecitazioni valutate dell'intradosso di ciascun plinto, sia con riferimento alle azioni elementari sia alle combinazioni delle stesse.

8.3.1 Plinto Pila 1

AZIONI DI VERIFICA		P _{min}	P _{max}	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-14297	-14297	3	0	0	0	24
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2401	-2401	1	0	0	0	9
Mobili Tandem	Mobili_TS	-1204	177	4	0	0	1903	30
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	-2073	190	4	1	0	3413	35
Frenatura	Q ₃	-8	-8	150	0	0	0	1288
Vento	Q ₅	0	0	41	309	3	3403	217
Termica	Q ₇	-125	175	62	0	0	0	529
Sisma X	S _x	-24	24	598	0	0	0	4142
Sisma Y	S _y	0	0	0	574	6	4387	0
Sisma Z	S _z	-217	217	0	0	0	0	2
SLU 1		-27079	-21889	71	1	0	7176	609
SLU 2		-21235	-16045	69	1	0	7176	597
SLU 3		-27079	-21889	108	279	2	10239	803
SLU 4		-21235	-16045	107	279	2	10239	792
SLU 5		-25079	-22008	367	464	4	8874	2952
SLU 6		-19235	-16164	366	464	4	8874	2940
SLU 7		-24994	-22103	128	464	4	8874	895
SLU 8		-19149	-16259	127	464	4	8874	883
SLU 9		-25069	-21998	140	279	2	6833	1082
SLU 10		-19224	-16154	139	279	2	6833	1071
SLU 11		-16850	-16521	632	172	2	1316	4440
SLU 12		-16833	-16538	214	574	6	4387	1541
SLU 13		-16985	-16386	214	172	2	1316	1542
SLE 1		-20100	-16156	98	186	2	7358	757
SLE 2		-20050	-16226	90	310	3	8719	632
SLE 3		-18513	-16392	220	186	2	4834	1805
SLE 4		-18505	-16384	86	309	3	6196	604
SLE 5		-18555	-16314	94	186	2	4834	729
SLE 6		-18493	-16402	39	1	0	2792	334
SLE 7		-16760	-16610	35	0	0	0	297
SLE 8		-16760	-16610	35	0	0	0	297

8.3.2 Plinto Pila 2

AZIONI DI VERIFICA		P _{min}	P _{max}	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-15017	-15017	1	0	0	0	7
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2565	-2565	0	0	0	0	3
Mobili Tandem	Mobili_TS	-1199	163	4	1	0	1906	36
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	-2269	256	5	1	0	4073	47
Frenatura	Q ₃	2	2	149	0	0	0	1450
Vento	Q ₅	0	0	49	367	1	4454	287
Termica	Q ₇	-23	17	20	0	0	0	198
Sisma X	S _x	-5	5	621	0	0	0	4692
Sisma Y	S _y	0	0	0	651	2	6029	0
Sisma Z	S _z	-184	184	0	0	0	0	1
SLU 1		-28438	-23155	31	2	0	8073	303
SLU 2		-22285	-17001	31	2	0	8073	299
SLU 3		-28438	-23155	76	332	1	12082	561
SLU 4		-22285	-17001	75	332	1	12082	557
SLU 5		-26208	-23406	314	552	1	10811	2759
SLU 6		-20054	-17252	314	552	1	10811	2756
SLU 7		-26196	-23418	100	552	1	10811	683
SLU 8		-20042	-17264	100	552	1	10811	679
SLU 9		-26210	-23408	83	332	1	8139	630
SLU 10		-20056	-17254	82	332	1	8139	626
SLU 11		-17654	-17514	633	195	1	1809	4801
SLU 12		-17650	-17517	198	651	2	6029	1517
SLU 13		-17779	-17389	198	195	1	1809	1517
SLE 1		-21073	-17146	60	222	1	8653	462
SLE 2		-21064	-17153	71	369	1	10434	498
SLE 3		-19401	-17346	197	221	1	5732	1796
SLE 4		-19403	-17347	67	368	1	7514	461
SLE 5		-19412	-17341	56	221	1	5732	425
SLE 6		-19401	-17349	16	1	0	3059	154
SLE 7		-17594	-17574	11	0	0	0	109
SLE 8		-17594	-17574	11	0	0	0	109

8.3.3 Plinto Pila 3

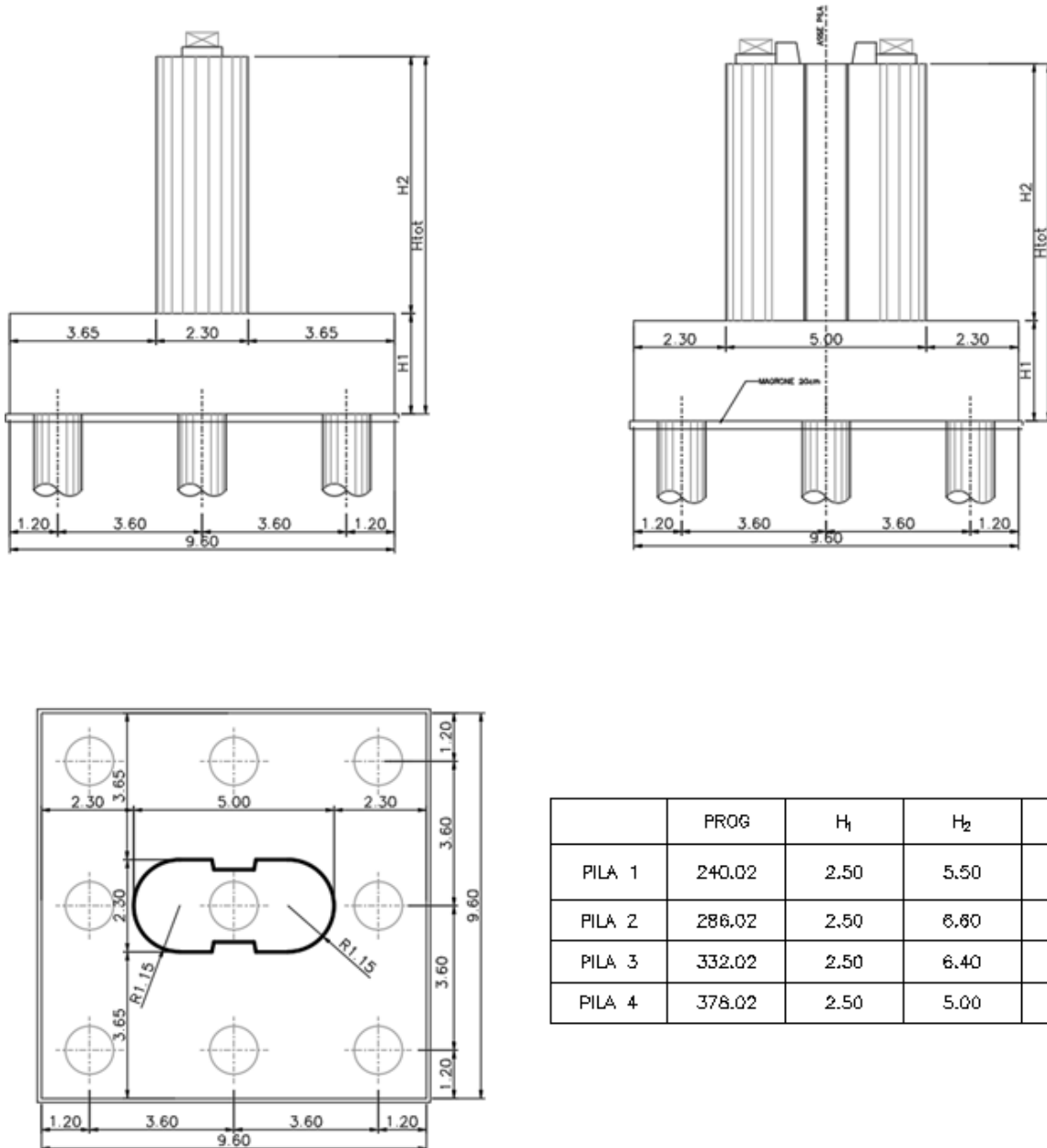
AZIONI DI VERIFICA		P _{min}	P _{max}	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-14965	-14965	1	0	0	0	7
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2565	-2565	0	0	0	0	3
Mobili Tandem	Mobili_TS	-1199	163	4	0	0	1910	35
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	-2269	256	5	1	0	4078	46
Frenatura	Q ₃	-2	-2	150	0	0	0	1421
Vento	Q ₅	0	0	48	367	1	4384	273
Termica	Q ₇	-23	17	20	0	0	0	194
Sisma X	S _x	-5	5	618	0	0	0	4591
Sisma Y	S _y	0	0	0	646	2	5916	0
Sisma Z	S _z	-183	183	0	0	0	0	1
SLU 1		-28369	-23085	31	2	0	8084	296
SLU 2		-22233	-16949	31	2	0	8084	293
SLU 3		-28369	-23085	74	332	1	12029	542
SLU 4		-22233	-16949	74	332	1	12029	539
SLU 5		-26142	-23340	312	551	1	10712	2692
SLU 6		-20007	-17204	312	551	1	10712	2688
SLU 7		-26126	-23348	98	551	1	10712	657
SLU 8		-19991	-17212	98	551	1	10712	654
SLU 9		-26140	-23338	81	331	1	8081	610
SLU 10		-20004	-17202	81	331	1	8081	606
SLU 11		-17602	-17462	629	194	1	1775	4697
SLU 12		-17599	-17466	197	646	2	5916	1484
SLU 13		-17727	-17337	197	194	1	1775	1485
SLE 1		-21021	-17095	59	221	1	8618	448
SLE 2		-21012	-17101	70	368	1	10372	480
SLE 3		-19353	-17297	196	221	1	5694	1755
SLE 4		-19351	-17296	66	367	1	7447	444
SLE 5		-19360	-17289	55	221	1	5694	412
SLE 6		-19349	-17297	16	1	0	3064	151
SLE 7		-17542	-17522	11	0	0	0	106
SLE 8		-17542	-17522	11	0	0	0	106

8.3.4 Plinto Pila 4

AZIONI DI VERIFICA		P _{min}	P _{max}	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-14168	-14168	3	0	0	0	23
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2401	-2401	1	0	0	0	8
Mobili Tandem	Mobili_TS	-1204	177	4	0	0	1914	29
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	-2073	190	4	1	0	3430	33
Frenatura	Q ₃	8	8	150	0	0	0	1215
Vento	Q ₅	0	0	38	307	3	3257	188
Termica	Q ₇	-125	175	62	0	0	0	498
Sisma X	S _x	-24	24	596	0	0	0	3904
Sisma Y	S _y	0	0	0	585	6	4182	0
Sisma Z	S _z	-217	217	0	0	0	0	2
SLU 1		-26905	-21715	71	1	0	7214	573
SLU 2		-21106	-15916	69	1	0	7214	563
SLU 3		-26905	-21715	105	277	2	10145	742
SLU 4		-21106	-15916	103	277	2	10145	731
SLU 5		-24884	-21813	362	461	4	8676	2757
SLU 6		-19085	-16014	361	461	4	8676	2747
SLU 7		-24820	-21929	123	461	4	8676	819
SLU 8		-19020	-16130	121	461	4	8676	808
SLU 9		-24895	-21824	137	277	2	6721	1005
SLU 10		-19096	-16025	136	277	2	6721	994
SLU 11		-16721	-16392	630	176	2	1255	4185
SLU 12		-16704	-16409	213	585	6	4182	1452
SLU 13		-16856	-16258	214	176	2	1255	1453
SLE 1		-19971	-16027	95	185	2	7298	704
SLE 2		-19921	-16097	86	308	3	8601	579
SLE 3		-18369	-16248	217	185	2	4762	1692
SLE 4		-18377	-16255	83	307	3	6064	552
SLE 5		-18427	-16185	92	185	2	4762	677
SLE 6		-18364	-16273	39	0	0	2807	315
SLE 7		-16632	-16482	35	0	0	0	280
SLE 8		-16632	-16482	35	0	0	0	280

9 VERIFICA PILE

9.1 GEOMETRIA



9.2 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

Si riportano le verifiche della pila 2, maggiormente sollecitata.

AZIONI DI VERIFICA		P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pesi Propri Strutturali	G ₁	-8969	1	0	0	0	5
Pesi Propri Non Strutturali	G ₂	-2565	0	0	0	0	2
Mobili Tandem	Mobili_TS	163	4	1	0	1908	26
Mobili Distribuiti	Mobili_UDL	256	5	1	0	4074	35
Frenatura	Q ₃	2	149	0	0	0	1076
Vento	Q ₅	0	49	367	1	3536	163
Termica	Q ₇	17	20	0	0	0	147
Sisma X	S _x	-5	491	0	0	0	3429
Sisma Y	S _y	0	0	555	2	4630	0
Sisma Z	S _z	-175	0	0	0	0	1
SLU 1		-14990	31	2	0	8076	225
SLU 2		-10953	31	2	0	8076	222
SLU 3		-14990	76	332	1	11258	371
SLU 4		-10953	75	332	1	11258	369
SLU 5		-15251	272	332	1	7314	1787
SLU 6		-11214	272	332	1	7314	1785
SLU 7		-15253	100	552	1	9436	432
SLU 8		-11216	100	552	1	9436	430
SLU 9		-15243	83	332	1	7314	423
SLU 10		-11206	82	332	1	7314	420
SLU 11		-11584	502	167	1	1389	3510
SLU 12		-11580	158	555	2	4630	1110
SLU 13		-11702	159	167	1	1389	1110
SLE 1		-11105	22	1	0	5982	157
SLE 2		-11105	51	222	1	8104	254
SLE 3		-11298	197	221	1	5182	1303
SLE 4		-11299	67	368	1	6597	292
SLE 5		-11293	56	221	1	5182	286
SLE 6		-11301	16	1	0	3060	114
SLE 7		-11526	11	0	0	0	81
SLE 8		-11526	11	0	0	0	81

9.3 FUSTO

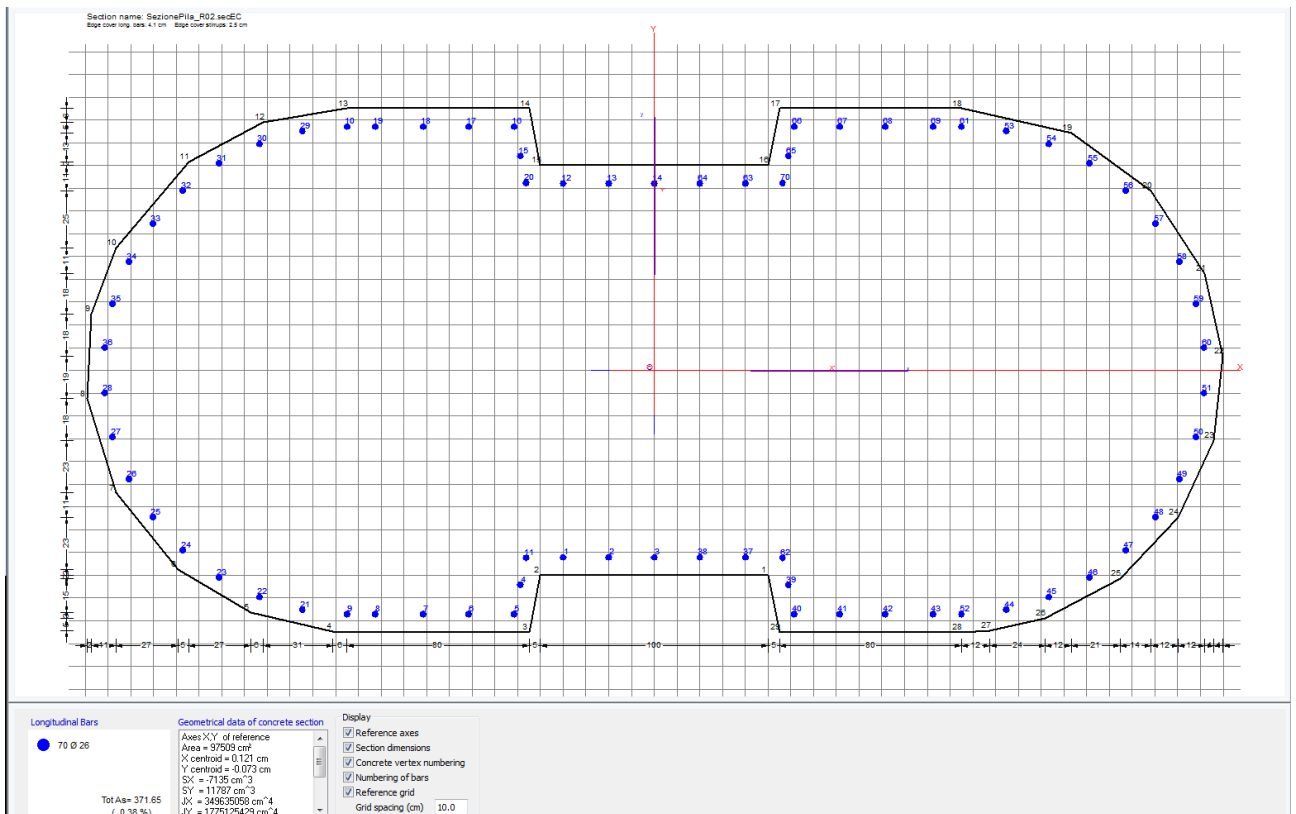
GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: SezionePila_R02.secEC

(File path: \\server\Breng\BR18_05_PE_Piombino\PE\OPERE D'ARTE MAGGIORI\CV01_Cavalcavia Svincolo di Geodetica\Analisi\Sottostrutture\SezionePila_R02.secEC)

Section description:

Section type:	Column (compression member)
Reference code:	EC2/EC8 Eurocode
Exposure Class:	XS1 - Chlorides sea water (structures near to on the coast)
Stress path:	Constant ratio M/N to achieve bending ULS
Reference of assigned forces:	Axes X',Y' parallels to the reference system axes X,Y. The origin O' is the centroid of concr. section
Section's position in the member:	Out of critical region



GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: SezionePila_R04.secEC

(File path: \\server\ - Breng\BR18_05_PE_Piombino\PE\ESECUTIVO_1FASE\DWG\IF_OPERE-ARTE-MAGGIORI\CV01_Cavalcavia Svincolo di Geodetica\Analisi\Sottostrutture\SezionePila_R04.secEC)

Section description:
 Section type: Column (compression member)
 Reference code: EC2/EC8 Eurocode
 Exposure Class: XS1 - Chlorides sea water (structures near to on the coast)
 Stress path: Constant ratio M/N to achieve bending ULS
 Reference of assigned forces: Axes X',Y' parallels to the reference system axes X,Y. The origin O' is the centroid of concr. section
 Section's position in the member: Out of critical region

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C30/37
	Design compressive strength fcd:	17.0 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	9.0 MPa (6.9)EC2
	Coeff. Alfa_cc:	0.85 (3.15) EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.3346 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32836.6 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.9 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	18.0 kN/cm ²
	Stress limit in SLS Frequent comb.:	180.0 daN/cm ²
	Stress limit in SLS Quasi-perm. comb.:	13.50 Mpa
	Crack width limit in SLS Quasi-perm. comb.:	0.300 mm
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	540.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
 Concrete Class: C30/37

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	50.0	-90.0
2	-50.0	-90.0
3	-55.0	-115.0
4	-141.2	-114.7
5	-177.4	-106.4
6	-209.3	-87.5
7	-236.6	-53.9
8	-249.2	-12.4
9	-247.1	24.7

10	-236.6	53.9
11	-204.6	91.6
12	-171.7	109.0
13	-135.0	115.0
14	-55.0	115.0
15	-50.0	90.0
16	50.0	90.0
17	55.0	115.0
18	135.0	115.0
19	183.3	104.4
20	218.4	79.0
21	241.8	42.6
22	249.8	6.2
23	245.8	-30.8
24	230.2	-64.5
25	204.6	-91.6
26	171.7	-109.0
27	147.4	-114.3
28	135.0	-115.0
29	55.0	-115.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	-82.1	26
2	-20.0	-82.1	26
3	0.0	-82.1	26
4	-58.9	-94.1	26
5	-61.5	-107.1	26
6	-81.5	-107.1	26
7	-101.5	-107.1	26
8	-122.5	-107.1	26
9	-135.0	-107.1	26
10	-135.0	107.1	26
11	-56.3	-82.4	26
12	-40.0	82.1	26
13	-20.0	82.1	26
14	0.0	82.1	26
15	-58.9	94.1	26
16	-61.5	107.1	26
17	-81.5	107.1	26
18	-101.5	107.1	26
19	-122.5	107.1	26
20	-56.3	82.4	26
21	-154.7	-105.1	26
22	-173.4	-99.5	26
23	-191.3	-91.0	26
24	-207.1	-79.1	26
25	-220.3	-64.5	26
26	-230.7	-47.8	26
27	-238.0	-29.3	26
28	-241.5	-10.0	26
29	-154.7	105.1	26
30	-173.4	99.5	26
31	-191.3	91.0	26
32	-207.1	79.1	26
33	-220.3	64.5	26

34	-230.7	47.8	26
35	-238.0	29.3	26
36	-241.5	10.0	26
37	40.0	-82.1	26
38	20.0	-82.1	26
39	58.9	-94.1	26
40	61.5	-107.1	26
41	81.5	-107.1	26
42	101.5	-107.1	26
43	122.5	-107.1	26
44	154.7	-105.1	26
45	173.4	-99.5	26
46	191.3	-91.0	26
47	207.1	-79.1	26
48	220.3	-64.5	26
49	230.7	-47.8	26
50	238.0	-29.3	26
51	241.5	-10.0	26
52	135.0	-107.1	26
53	154.7	105.1	26
54	173.4	99.5	26
55	191.3	91.0	26
56	207.1	79.1	26
57	220.3	64.5	26
58	230.7	47.8	26
59	238.0	29.3	26
60	241.5	10.0	26
61	135.0	107.1	26
62	56.3	-82.4	26
63	40.0	82.1	26
64	20.0	82.1	26
65	58.9	94.1	26
66	61.5	107.1	26
67	81.5	107.1	26
68	101.5	107.1	26
69	122.5	107.1	26
70	56.3	82.4	26

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

	N d	MX d	MY d	VY d	VX d
	Design axial force [kN] applied at centroid of concrete section (+ if compressive)				
	Design bending force [kNm] around X axis of reference system				
	Design bending force [kNm] around Y axis of reference system				
	Design shear component [kN] parallel to Y reference axis				
	Design shear component [kN] parallel to X reference axis				
Comb.N.	N d	MX d	My d	VY d	VX d
1	14990.20	224.71	8075.75	31.21	1.83
2	10953.22	222.20	8075.75	30.86	1.83
3	14990.20	371.34	11258.21	76.22	332.34
4	10953.22	368.83	11258.21	75.87	332.35
5	15250.72	1787.21	7314.13	272.85	331.17
6	11213.74	1784.70	7314.13	272.51	331.17
7	15252.83	432.05	9435.76	101.06	551.81
8	11215.85	429.53	9435.76	100.72	551.81
9	15242.92	422.58	7314.12	83.32	331.45

10	11205.94	420.07	7314.12	82.97	331.45
11	11583.63	3509.83	1389.22	502.19	165.80
12	11579.96	1109.73	4630.42	159.32	554.89
13	11702.24	1110.20	1389.15	158.79	166.30

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.
 MY Bending force [kNm] around Y axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	MX	MY
1	11104.96	156.65	5982.04
2	11104.96	254.40	8103.68
3	11297.93	1303.19	5182.13
4	11299.49	292.12	6596.56
5	11292.89	285.81	5182.13

SERVICEABILITY LIMIT STATES - FREQUENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.
 MY Bending force [kNm] around Y axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	MX	MY
1	11301.15	114.49 (0.00)	3060.49 (0.00)
2	11525.97	80.75 (0.00)	0.00 (0.00)

SERVICEABILITY LIMIT STATES - QUASI-PERMANENT COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.
 MY Bending force [kNm] around Y axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.N.	N	MX	MY
1	11525.97	80.75 (0.00)	0.00 (0.00)

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check Result of check
 N Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Design bending moment [kNm] around X axis of reference
 MY Design bending moment [kNm] around X axis of reference
 N ult Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
 MX ult Bending moment capacity [kNm] around X axis of reference (between brackets is shown the value referred at x principal axis)
 MY ult Bending moment capacity [kNm] around Y axis of reference (between brackets is shown the value referred at y principal axis)
 S.F. Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00

Comb.N.	Check	N	MX	MY	N ult	MX ult	MY ult	S.F.
10K	14990.20	224.71	8075.75	134605.02	2014.21(2124.45)	72516.60(72513.45)		8.980
20K	10953.22	222.20	8075.75	120419.92	2412.84(2547.81)	88785.66(88781.89)		10.994

3OK	14990.20	371.34	11258.21	119420.612951.97(3088.32)89689.84(89685.25)	7.967
4OK	10953.22	368.83	11258.21	101076.483450.41(3608.35)103889.28(103883.91)	9.228
5OK	15250.721787.21		7314.13	134491.6915767.90(15865.93)64499.44(64475.40)	8.819
6OK	11213.741784.70		7314.13	119201.3318950.92(19069.11)77753.73(77724.83)	10.630
7OK	15252.83	432.05	9435.76	128692.173626.96(3747.99)79612.87(79607.26)	8.437
8OK	11215.85	429.53	9435.76	113064.894305.16(4449.76)95121.47(95114.81)	10.081
9OK	15242.92	422.58	7314.12	138793.273880.15(3981.38)66596.38(66590.40)	9.105
10OK	11205.94	420.07	7314.12	126056.524759.02(4884.09)82275.20(82267.87)	11.249
11OK	11583.633509.83		1389.22	124927.9337848.27(37871.02)14994.49(14936.93)	10.785
12OK	11579.961109.73		4630.42	141748.7413596.17(13682.32)56677.47(56656.73)	12.241
13OK	11702.241110.20		1389.15	158690.4815061.17(15089.79)18832.97(18810.05)	13.561

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.N.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	0.00186	249.8	6.2	0.00344	241.5	10.0	-0.00028	-241.5	-10.0
2	0.00350	0.00168	249.8	6.2	0.00343	241.5	10.0	-0.00067	-241.5	-10.0
3	0.00350	0.00167	249.8	6.2	0.00343	241.5	10.0	-0.00071	-241.5	-10.0
4	0.00350	0.00138	249.8	6.2	0.00343	238.0	29.3	-0.00136	-238.0	-29.3
5	0.00350	0.00179	218.4	79.0	0.00343	207.1	79.1	-0.00042	-207.1	-79.1
6	0.00350	0.00158	218.4	79.0	0.00342	207.1	79.1	-0.00089	-207.1	-79.1
7	0.00350	0.00178	249.8	6.2	0.00345	238.0	29.3	-0.00044	-238.0	-29.3
8	0.00350	0.00158	241.8	42.6	0.00344	238.0	29.3	-0.00092	-238.0	-29.3
9	0.00350	0.00190	241.8	42.6	0.00345	238.0	29.3	-0.00018	-238.0	-29.3
10	0.00350	0.00175	241.8	42.6	0.00344	238.0	29.3	-0.00052	-238.0	-29.3
11	0.00350	0.00168	135.0	115.0	0.00337	135.0	107.1	-0.00061	-135.0	-107.1
12	0.00350	0.00188	218.4	79.0	0.00343	207.1	79.1	-0.00021	-207.1	-79.1
13	0.00336	0.00200	183.3	104.4	0.00329	154.7	105.1	0.00026	-154.7	-105.1

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.N.	a	b	c	x/d	D
---------	---	---	---	-----	---

1	0.000007655	0.000000970	0.001581537	---	---
2	0.000008455	0.000001195	0.001380319	---	---
3	0.000008512	0.000001465	0.001364372	---	---
4	0.000009820	0.000002088	0.001033556	---	---
5	0.000006490	0.000007363	0.001501446	---	---
6	0.000007093	0.000008709	0.001263264	---	---
7	0.000007960	0.000001719	0.001500665	---	---
8	0.000008882	0.000002237	0.001256708	---	---
9	0.000007389	0.000001880	0.001633006	---	---
10	0.000008048	0.000002256	0.001457762	---	---
11	0.000001515	0.000016664	0.001379199	---	---
12	0.000006247	0.000006686	0.001607906	---	---
13	0.000002709	0.000010405	0.001775944	---	---

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than -f _{ctm}
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinate, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/As eff [eq.(7.10) EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.86 (18.0)	249.8	6.2	4.7 (360.0)	-241.5	---	0	---	---
2	1	OK	2.14 (18.0)	249.8	6.2	0.7 (360.0)	-241.5	---	0	---	---
3	1	OK	1.95 (18.0)	218.4	79.0	4.0 (360.0)	-207.1	---	0	---	---
4	1	OK	1.97 (18.0)	241.8	42.6	3.7 (360.0)	-238.0	---	0	---	---
5	1	OK	1.78 (18.0)	241.8	42.6	6.4 (360.0)	-238.0	---	0	---	---

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f _{ctm} in at least one combination
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
k2	= 0.5 for bending; = (e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es
sr max	Max final crack [mm] spacing
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	MX crack	MY crack
1	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00
2	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00
3	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00

4	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00
5	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00

SLS FREQUENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.50 (18.0)	249.8	6.2	10.6 (360.0)	-238.0	---	0	---	---
2	1	OK	1.14 (18.0)	135.0	115.0	16.4 (360.0)	-135.0	---	0	---	---

SLS FREQUENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	MX crack	MY crack
1	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00
2	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00

SLS QUASI-PERMANENT COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	1.14 (13.5)	135.0	115.0	16.4 (360.0)	-135.0	---	0	---	---

SLS QUASI-PERMANENT - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.N.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	MX crack	MY crack
1	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	0.00	0.00

SLS - CHECK OF MINIMUM REINFORCEMENT AREA FOR CRACK CONTROL (§ 7.3.2 EC2)

Comb.N.	Order numbers assigned to SLS combination
Comb.Type	Frequent or Quasi-Permanent combination
Region	Number and type (web or flange) of sub-regions (as parts of the concrete cross-section)
k	Coeff. wich allows for the effects of non-uniform self-equilibrating stresses [eq.(7.1) EC2]
kc	Coeff. wich takes account of the stress distribution prior to cracking [eq.(7.2)-(7.3) EC2]
Act	Area of concrete (for each sub-region) within tension zone just before formation of first crack [eq.(7.1) EC2]
Ned	Axial force [kN] (+ if compressive) acting within each sub-region just before of first crack
Sc	= Ned/Ac = mean stress [Mpa] within each concrete sub-region [eq.(7.1) EC2]
k1	Coeff. considering the effects of axial force on the stress distribution (rectangular section or web sub-region)
Fcr	Absolute value of the tensile force [kN] within the flange just prior to cracking
As reg	Area [cm²] of longitudinal bars within the tension area of each sub-region
As,min	Minimum Area [cm²] of longitudinal bars to be placed within the tension area of each sub-region

Comb.N.	Comb.Type	Region	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Fcr	As reg	As,min
1	Frequent	1 ()	---	---	0	---	---	---	0.00	0.0	0.0
2	Frequent	1 ()	---	---	0	---	---	---	0.00	0.0	0.0
3	Frequent	1 ()	---	---	0	---	---	---	0.00	0.0	0.0
1	Quasi-perm.	1 ()	---	---	0	---	---	---	0.00	0.0	0.0

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	2700
altezza sezione	h	[mm]	1800
altezza utile sezione	d	[mm]	1730
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	0
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.000
	k		1.340
	v_{min}	[MPa]	0.313
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1461
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	762

verificato

9.4 BAGGIOLI

9.4.1 Azioni verticali

Forze di trazione trasversali (UNI ENV 1992-1-1)

ν'	Coefficiente di riduzione della resistenza		0.87
$\sigma_{RD, max}$	Resistenza di progetto di puntoni di cls con tensioni trasversali di trazione	[Mpa]	9.79

Rottura per pressioni localizzate (UNI ENV 1992-1-1)

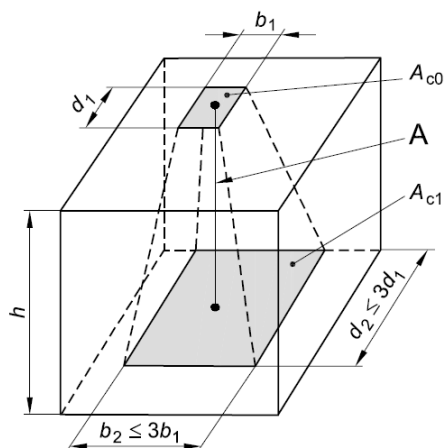
Distribuzione di progetto nel caso di pressioni localizzate

Legenda

A Linea di azione

$h \geq (b_2 - b_1)$ e

$\geq (d_2 - d_1)$



F_{SLU}	forza di compressione massima sull'appoggio	[kN]	9100
b	lato longitudinale baggiolo	[mm]	1000
d	lato trasversale baggiolo	[mm]	1000
h	altezza baggiolo	[mm]	370
A	area baggiolo	[mm ²]	1000000
b_1	lato longitudinale appoggio	[mm]	750
d_1	lato trasversale appoggio	[mm]	750
A_{c0}	area caricata	[mm ²]	562500
$b_{2, max(h)}$	lato longitudinale massimo area diffusa funzione di h	[mm]	1120

$d_{2, \max (h)}$	lato trasversale massimo area diffusa funzione di h	[mm]	1120
$b_{2, \max}$	lato longitudinale massimo area diffusa funzione di		
(b1) b_1		[mm]	2250
$d_{2, \max}$			
(d1)	lato trasversale massimo area diffusa funzione di d_1	[mm]	2250
$b_{2, 45^\circ}$	lato longitudinale impronta diffusa a 45°	[mm]	1490
$d_{2, 45^\circ}$	lato trasversale impronta diffusa a 45°	[mm]	1490
b_2	lato longitudinale impronta diffusa adottato	[mm]	1000
d_2	lato trasversale impronta diffusa adottato	[mm]	1000
A_{c1}	area di diffusione	[mm ²]	1000000
	$h \geq (b_2 - b_1)$		SI
	$h \geq (d_2 - d_1)$		SI
	$b_2 \leq 3b_1$		SI
	$d_2 \leq 3d_1$		SI
	tensione assunta per il calcestruzzo		fcd
F_{Rdu}	forza di compressione ultima	[kN]	14110
	$\checkmark F_{Rdu} > F_{SLU}$		SI

Armatura orizzontale del baggiolo (UNI ENV 1992-1-1)

	Coefficiente di confinamento	alpha	0.1
	Percentuale di forza orizzontale da affidare alle staffe		0
T	forza di trazione	[kN]	906
Asw	Armatura minima da disporre in ognuna delle due direzioni lungo l'altezza del baggiolo	[cm ²]	23.3

9.4.2 Azioni orizzontali

Verifica baggio per carichi orizzontali

Geometria

b	dimensione longitudinale baggio	[mm]	1000
d	dimensione trasversale baggio	[mm]	1000

Carichi

$F_{Zd, min}$	forza verticale minima	[kN]	1856	1856
			Sisma	
			Sisma X	Y
$V_{x,d}$	forza orizzontale longitudinale	[kN]	336	90
$V_{y,d}$	forza orizzontale trasversale	[kN]	101	302
$F_{E,d}$	azione orizzontale risultante	[kN]	350.4	314.9
$V_{E,d}$	tensione tangenziale all'interfaccia	[Mpa]	0.35	0.31

Resistenza

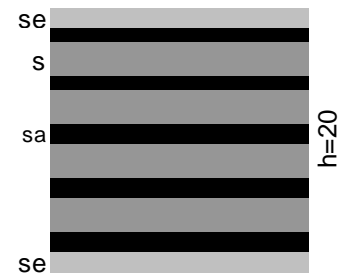
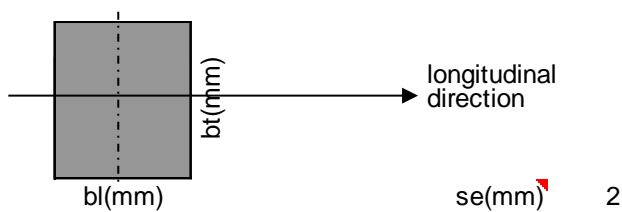
Tipo di superficie di ripresa			liscia	
c	coefficiente di rugosità		0.2	
f_{ctd}	resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo	[Mpa]	1.45	
$V_{Rd, bet}$	contributo alla resistenza del calcestruzzo	[Mpa]	0.29	
μ	coefficiente di attrito		0.6	
σ_n	tensione normale	[Mpa]	1.86	1.86
n	numero di barre attraverso l'interfaccia		16	
Φ	diametro barre	[mm]	16	
$A_{F, int}$	area dell'armatura verticale	[mm ²]	3217	
ρ			0.0032	
$V_{Rd, acier}$	contributo alla resistenza dell'armatura	[Mpa]	1.87	1.87
V_{Rd}	tensione tangenziale resistente all'interfaccia	[Mpa]	2.16	2.16
		Verifica	SI	SI

9.5 RITEGNI TRASVERSALI

9.5.1 Gomma armata

Actions			
	Rv	Ht	Hi
max [KN]	698.0		
min [KN]	698.0		

G [MPa]	Δl [mm]	Δt [mm]	α [rad]
1.1	0	0	0



Rectangular bearing

bt(mm)	bl(mm)	nsg	s	nsa	sa	hg	h	A_c
250	450	1	12	2	2	12	20	112500

Checks strenght and stability

$\mu = 6.70$
 $A_r = 112500 \text{ mm}^2$
 $\sigma_v = 6.20 < 15 \text{ Mpa}$
 $\tau_v = 1.39 \text{ Mpa}$
 $< 184.15 \text{ MPa}$ stability verified

τ_{hl}	$\tan \gamma_l$	u_l [mm]	τ_{ht}	$\tan \gamma_t$	u_t [mm]
0.000	0	0	0.000	0	0

$\tau_\alpha = 0.000 \text{ Mpa}$
 $\Delta_{hg} = 0.3 > 0 \text{ mm}$
 $\tau_v + \tau_\alpha = 1.39 < 3G$
 $\tau_h \text{ max} = 0.000 < 0.5G$
 3.3 MPa

Check sliding

$\sigma_v = 6.20 > 1.5 \text{ Mpa}$
 $f = 0.132$
 $(H/R_v)_{\text{max}} = 0.00 < f$

Check plate

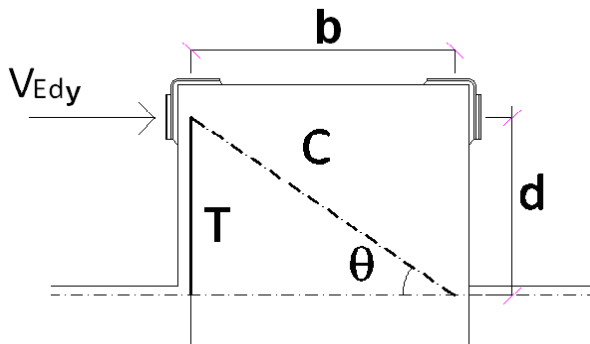
$sa = 2.00 > 0.93 \text{ mm}$
 $\sigma_a = 160 \text{ Mpa}$

nsg =number of rubber layers
 s =thickness of rubber layers
 nsa =number of sheet plates
 sa =thickness of sheet plates
 $ha=nsa*sa$ =overall thickness of steel
 hg =overall thickness of rubber
 $h=hg+ha+2*se$ =overall thickness of neopren bearing

9.5.2 Mensola tozza

Geometria

n		1
d	[m]	0.35
b	[m]	0.50
ϑ	[deg]	34.99



Carichi agenti

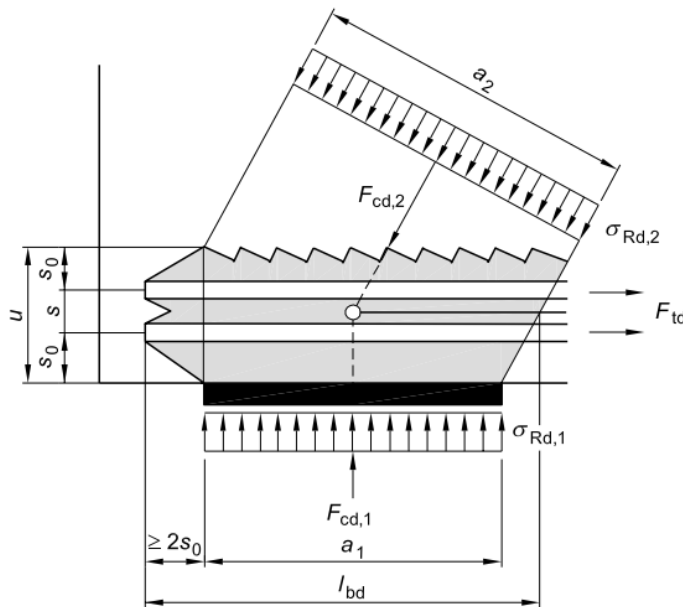
$V_{ED,TOT}$	[kN]	698.0	Carico orizzontale di progetto
α		0.5	Carico orizzontale di progetto per ogni
$V_{ED,TOT}$	[kN]	349.0	ritegno
T	[kN]	244.3	Trazione nel tirante
C	[kN]	426.0	Compressione nella biella

Trazione concentrata nel nodo (EN 1992-1-1 6.5.4)

b^*	[m]	0.5
Φ	[mm]	24
n Φ 1°		5
strato		5
n Φ 2°		0
strato		0
n		5
f_{yd}	[Mpa]	391
A_s	[mm ²]	2262

T_{rd}	[kN]	884.4
F_s		3.62
	Verifica	SI

Verifica della biella compressa (EN 1992-1-1 6.5.2 / 6.5.4)

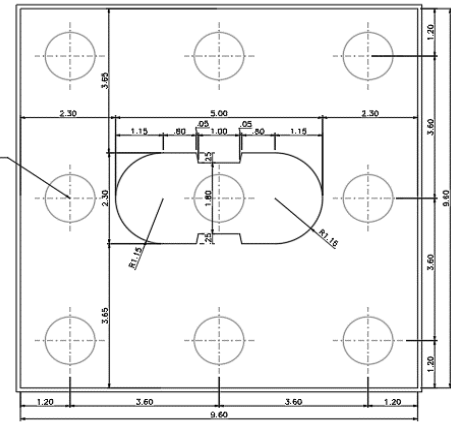
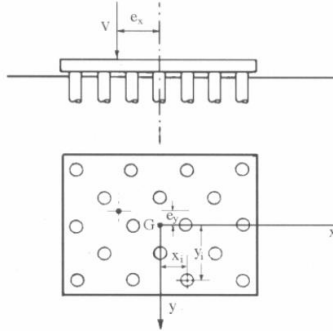


f_{ck}	[Mpa]	33.2
f_{cd}	[Mpa]	18.8
k_2		0.85
ν'		0.87
$\sigma_{Rd, max}$	[Mpa]	13.9
a_1	[m]	0.2
u	[m]	0.13
a_2	[m]	0.17
P/A_p	[Mpa]	3.5
C/A_b	[Mpa]	5.1
F_s		2.72
	Verifica	SI

9.6 PLINTO DI FONDAZIONE

Pali come molle elastiche indipendenti (tipo Winkler)

$$Q_i = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} x_i + \frac{V \cdot e_y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y_i$$



$L_{pl,y}$	9.6 [m]
i_x	3.6 [m]
i_y	3.6 [m]
D_p	1.2 [m]
$n_{p,x}$	3 []
$n_{p,y}$	3 []
n_p	9 []

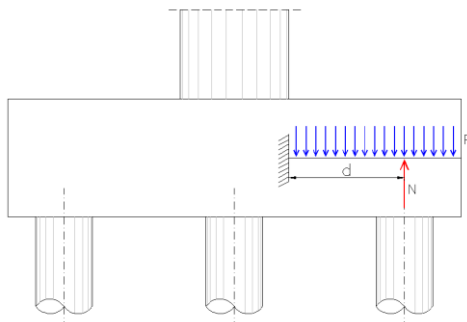
Interasse in direzione x
 Interasse in direzione y
 Geometria Palificata
 Diametro Palo
 Numero Pali in direzione x
 Numero Pali in direzione y
 Numero Pali

Palo n°	X_i	Y_i	X_i^2	Y_i^2
1	-3.6	-3.6	12.96	12.96
2	0	-3.6	0	12.96
3	3.6	-3.6	12.96	12.96
4	-3.6	0	12.96	0
5	0	0	0	0
6	3.6	0	12.96	0
7	-3.6	3.6	12.96	12.96
8	0	3.6	0	12.96
9	3.6	3.6	12.96	12.96

Sommatoria x	$\sum X_i$	77.76 [m]
Sommatoria y	$\sum Y_i$	77.76 [m]

9.6.2 Zattera

Segue una schematizzazione semplificata per la verifica del plinto di fondazione.



Stato limite ultimo

Spinta massima indotta dai pali alla zattera	N_{tot}	10959	[kN]
Braccio	d	2.45	[m]
Lunghezza totale mensola	L	3.65	[m]
Peso Plinto	P_{Plin}	2190	[kN]
Momento massimo sezione di verifica	M_{max}	22852	[kNm]

Stato limite esercizio Combinazione RARA

Spinta massima indotta dai pali alla zattera	N_{tot}	8087	[kN]
Braccio	d	2.45	[m]
Lunghezza mensola	L	3.65	[m]
Peso Plinto	P_{Plin}	2190	[kN]
Momento massimo sezione di verifica	M_{max}	15816	[kNm]

Stato limite esercizio Combinazione FREQUENTE

Spinta massima indotta dai pali alla zattera	N_{tot}	6555	[kN]
Braccio	d	2.45	[m]
Lunghezza mensola	L	3.65	[m]
Peso Plinto	P_{Plin}	2190	[kN]
Momento massimo sezione di verifica	M_{max}	12063	[kNm]

Stato limite esercizio Combinazione QUASI PERMANENTE

Spinta massima indotta dai pali alla zattera	N_{tot}	5505	[kN]
Braccio	d	2.45	[m]
Lunghezza mensola	L	3.65	[m]
Peso Plinto	P_{Plin}	2190	[kN]
Momento massimo sezione di verifica	M_{max}	9490	[kNm]

Sezione verifica

Larghezza sezione	b_w	9.6 [m]
Altezza sezione	h_{sez}	2.5 [m]

Armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	32 [mm]
interasse barre	i_ϕ	20 [cm]
numero barre	n_ϕ	48 []
copriferro di calcolo strato 1	c	50 [mm]
Armatura corrente	ϕ	20 [mm]
area armatura tesa strato 1	A_{s1}	38604 [mm ²]

strato 2

Secondo strato		SI
diametro armatura	ϕ	26 [mm]
interasse barre	i_ϕ	20 [cm]
numero barre	n_ϕ	48
spessore tra strati	s	26 [mm]
area armatura tesa strato 2	A_{s2}	25485 [mm ²]
area armatura tesa	A'_{tesa}	64089 [mm ²]
altezza utile	d	2389 [mm]

Armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	26 [mm]
interasse barre	i_ϕ	20 [cm]
numero barre	n_ϕ	48 []
copriferro di calcolo strato 1	c	50 [mm]
area armatura tesa strato 1	A'_{comp}	25485 [mm ²]

SLU - Verifica a pressoflessione

Sforzo normale di progetto	N_{ed}	0.0 [kN]
Momento flettente di progetto	M_{ed}	22852.0 [kN/m]
Momento Resistente	M_{rd}	58209.9 [kN/m]
Fattore di sicurezza	M_{ed}/M_{rd}	0.39 [-]

Verifica Soddisfatta

SLU - Verifica a Taglio

Senza elementi trasversali resistenti a taglio

Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l	0.003
$1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	k	1.3
$0.035k^{3/2} f_{ck}$	v_{min}	0.295 [MPa]
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.0 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.2 [MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.8 [MPa]
Coefficiente che tiene conto della prossimità dell'appoggio	$a_v/2d$	1.0 []
Sforzo di taglio	V_{ed}	10959 [kN]
Resistenza a taglio	V_{rd}	7457 [kN]
	V_{ed}/V_{rd}	1.47 [-]

Inserire Armatura a Taglio

Con elementi trasversali resistenti a taglio

Numero armature trasversali	$n^\circ \phi$	19 [-]
Diametro armature trasversali	ϕ_d	20 [mm]
Interasse armature trasversali	s	800 [mm]
Area dell'armatura trasversale	A_{sw}	5969.03 [mm ²]
Angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	90 [°]
Coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c	1.0 [-]
Coefficiente di riduzione resistenza a compressione cls	v_1	0.50 [mm]
Resistenza a compressione del cls ridotta	f'_{cd}	9.41 [MPa]
Resistenza di progetto acciaio	f_{yd}	391.30 [MPa]
Angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	θ	10.36 [mm]
	$\cot \theta$	2.50 []
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	15696 [kN]
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	66962 [kN]
Sforzo di taglio	V_{ed}	10959 [kN]
Resistenza a taglio	V_{rd}	15696 [kN]
	V_{ed}/V_{rd}	0.70 [kN]

Verifica Soddisfatta

SLE - Verifica a fessurazione

Criteria di verifica

Condizioni Ambientali	Aggressive
Armatura	Poco Sensibile

Stato limite di verifica

Combinazione frequente :	Stato limite di apertura delle fessure	w2	0.3	[mm]
Combinazione quasi permanente :	Stato limite di apertura delle fessure	w1	0.2	[mm]

SLE - Verifica a fessurazione (Stato limite di apertura delle fessure) - Combinazione Frequente

Ricoprimento armatura	c	50	[mm]
Interasse barre tese	s	200	[mm]
Diametro equivalente barre tese	ϕ_{eq}	29	[mm]
Coefficiente di aderenza del cls alla barra	k_1	0.8	[]
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	k_2	0.5	[]
	k_3	3.4	[]
	k_4	0.425	[]
Area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	A_s	64088.64	[mm ²]
Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$h_{c,eff}$	276.6	[mm]
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	2655724	[mm ²]
$A_s/A_{c,eff}$	ρ_{eff}	0.02	[]
Distanza media tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	374	[mm]
	$0.6 \sigma_s / E_s$	0.00026	[]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	85.3	[MPa]
rapporto E_s/E_{cm}	α_e	5.94	[]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4	[]
Deformazione unitaria media delle barre d'armatura	ϵ_{eq}	0.0002559	[]
Sforzo normale	N_{ed}	0	[kN]
Momento flettente	M_{ed}	12063	[MPa]
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.10	[mm]
Valore limite di apertura delle fessure	w_{max}	0.3	[mm]
	w_d/w_{max}	0.32	[-]

Verifica Soddisfatta

SLE - Verifica a fessurazione (Stato limite di apertura delle fessure) - Combinazione Quasi Permanente

Ricoprimento armatura	c	50 [mm]
Interasse barre tese	s	200 [mm]
Diametro equivalente barre tese	ϕ_{eq}	29 [mm]
Coefficiente di aderenza del cls alla barra	k_1	0.8 []
Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni	k_2	0.5 []
	k_3	3.4 []
	k_4	0.425 []
Area della sezione di acciaio nell'area $A_{c,eff}$	A_s	64089 [mm ²]
Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$h_{c,eff}$	276.6 [mm]
Area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	2655724 [mm ²]
$A_s/A_{c,eff}$	ρ_{eff}	0.02 []
Distanza media tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	374 [mm]
	$0.6 \sigma_s / E_s$	0.00020 []
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	67.1 [MPa]
rapporto E_s/E_{cm}	α_e	5.94 []
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 []
Deformazione unitaria media delle barre d'armatura	ϵ_{eq}	0.0002013 []
Sforzo normale	N_{ed}	0 [kN]
Momento flettente	M_{ed}	9490 [MPa]
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	0.075 [mm]
Valore limite di apertura delle fessure	w_{max}	0.200 [mm]
	w_d/w_{max}	0.38 [-]

Verifica Soddisfatta

SLE - Stato limite di limitazione delle tensioni - Combinazione RARA

Sforzo normale	N_{ed}	0 [kN]
Momento flettente	M_{ed}	15816 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	111.83 [MPa]
Tensione massima nell'armatura tesa	$\sigma_{s,max}$	313.04 [MPa]
	$\sigma_s/\sigma_{s,max}$	0.36
		Verifica Soddisfatta
Tensione nel calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ_c	-2.35 [MPa]
Tensione massima nel calcestruzzo	$\sigma_{c,max}$	-19.92 [MPa]
	$\sigma_c/\sigma_{c,max}$	0.12
		Verifica Soddisfatta

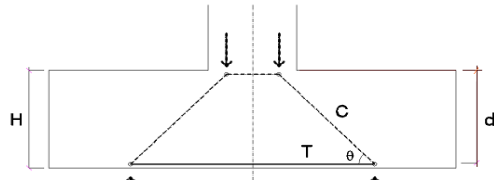
SLE - Stato limite di limitazione delle tensioni - Combinazione QUASI PERMANENTE

Sforzo normale	N_{ed}	0 [kN]
Momento flettente	M_{ed}	9490 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	67.10 [MPa]
Tensione massima nell'armatura tesa	$\sigma_{s,max}$	313.04 [MPa]
	$\sigma_s/\sigma_{s,max}$	0.21
		Verifica Soddisfatta
Tensione nel calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ_c	-1.41 [MPa]
Tensione massima nel calcestruzzo	$\sigma_{c,max}$	-14.94 [MPa]
	$\sigma_c/\sigma_{c,max}$	0.09
		Verifica Soddisfatta

Verifica locale

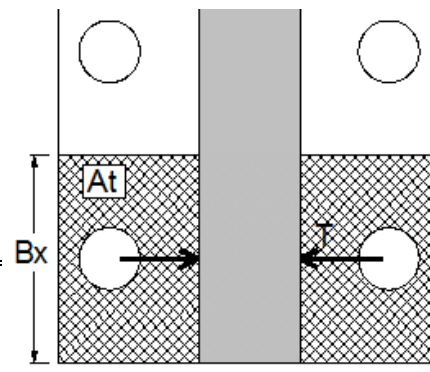
Geometria

Altezza plinto	H	2.5	[m]
Altezza utile	d	2.39	[m]
		2.53	[m]
	θ	43.37	[deg]



Carichi risultanti

Scarico massimo su palo	N	3653	[kN]
Peso del plinto che incide su singolo palo	P.P.	911	[kN]
Q massimo	Q	2742	[kN]
Trazione nel tirante	T	2902	[kN]
Compressione nel puntone	C	3992	[kN]



(EN 1992-1-1 J.3)

Larghezza di influenza		3	[m]
Resistenza di progetto acciaio		391.30	[Mpa]
Area armatura tesa in B _x		20028	[mm ²]
Trazione massima		7836.9	[kN]
Fattore di sicurezza	F _s	2.70	

Verifica **OK**

Trazione concentrata nel nodo (EN 1992-1-1 6.5.4)

Area di influenza		1.2	[m]
Area armatura di base		8011	[mm ²]
Diametro armatura aggiuntiva		26	[mm]
Numero barre aggiuntive		7	[]
Area armatura aggiuntiva	A _{s,2}	3716.5	[mm ²]
	f _{yd}	391	[Mpa]
	A _s	11728	[mm ²]
	T _{rd}	4589.1	[kN]
	F _s	1.58	[]

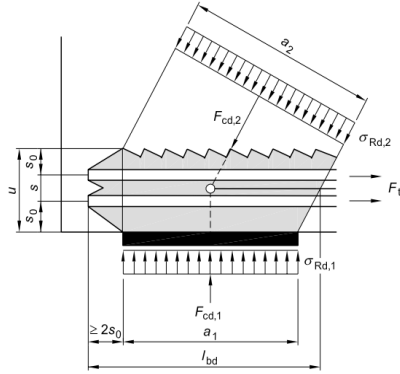
VERIFICA **OK**

Verifica della biella compressa (EN 1992-1-1 6.5.2 / 6.5.4)

Resistenza caratteristica cilindrica
 Resistenza di calcolo a compressione

Tensione massima puntone
 Area di applicazione forze

Area Puntone
 Tensione puntone 1
 Tensione puntone 2
 Fattore di sicurezza



	33.2 [Mpa]
	18.8 [Mpa]
	0.85
	0.87
$\sigma_{d, max}$	13.9 [Mpa]
u	1.2 [m]
a_2	0.26 [m]
a_2	0.99 [m]
P/A_p	2.4 [Mpa]
C/A_b	3.3 [Mpa]
F_s	4.14

VERIFICA **OK**

9.7 PALI

9.7.1 Sollecitazioni di verifica

Per il calcolo delle sollecitazioni sui pali ci si faccia riferimento alla "Relazione geotecnica e di calcolo fondazioni".

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime utilizzate per la verifica strutturale.

SLU: combinazione SLU 12:

T_{max} = 75 kN,
 N_{min} = 1598 kN,
 $M_{y_{min}}$ = 1500 kNm,

SLE: combinazione SLE 2:

T_{max} = 42 kN,
 N_{min} = 1400 kN,
 M_{max} = 124 kNm.

9.7.2 Verifiche

Titolo: PILA_PALO

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1598 1400 kN
 M_{Ed}: 1500 124 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipologia 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}: 18,81
 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

M_{xRd}: 2 485 kN m
 σ_c: -18,81 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 8,818 ‰
 d: 110 cm
 x: 31,25 x/d: 0,2841
 δ: 0,7952

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Verifica a taglio			
diametro palo	\emptyset	[mm]	1200
area cerchio	A_{\emptyset}	[mm ²]	1130973
base equivalente al rettangolo	b_W	[mm]	1080
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	898
area rettangolo equivalente	A_R	[mm ²]	970272
classe del calcestruzzo	R_{ck}	[MPa]	40
resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	[MPa]	11,1
resistenza a trazione di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
taglio compressione			
forza assiale di progetto	N_{Ed}	[kN]	1598
tensione media di compressione	σ_{cp}	[MPa]	1,4
coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c		1,06
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	V_{Rcd}	[kN]	5140
taglio trazione			
	$\cot \theta$		1,0
inclinazione puntone	θ	[deg]	45
		[rad]	0,79
inclinazione staffe	α	[deg]	90
		[rad]	1,57
diametro barre staffe	\emptyset	[mm]	12
numero bracci	n		2
area staffa	A_{SW}	[mm ²]	226,2
passo	s	[mm]	100
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	715
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	715
taglio sollecitante	V_{Ed}	[kN]	75
			verifica

Verifica a fessurazione senza calcolo diretto

grandezze di progetto

valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	[mm]	0.2
diametro armatura longitudinale	ϕ	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	152

tabelle C4.1.II e III della Circ. alle NTC08

limite di tensione dell'acciaio	σ_s	[MPa]	160
---------------------------------	------------	-------	-----

Titolo: PILA_PALO

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 20
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 10 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1598 1400 kN

M_{xEd}: 1500 124 kNm

M_{yEd}: 0 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} : 18.81

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: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

σ_c : -1.701 N/mm²

Vertici: 52

Verifica

N° iterazioni: 0

Precompresso

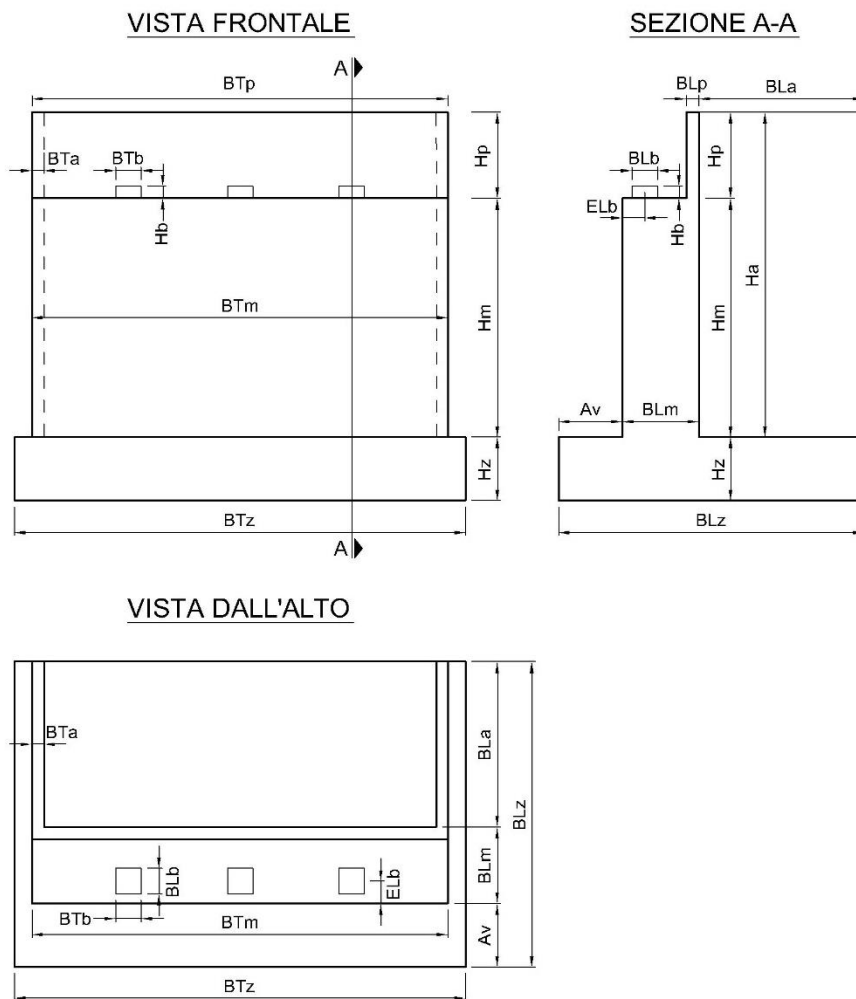
10.2 AZIONI

aggetto valle muro

A_v

[m]

1.6



ANALISI DEI CARICHI E DELLE SOLLECITAZIONI

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Peso proprio spalla

Paraghiaia

spessore	b_{Lp} [m]	0.50
altezza	h_p [m]	3.06
lunghezza	b_{Tp} [m]	11.00
peso	W_p [kN]	421
eccentricità muro	e_{Lm} [m]	-0.75
momento muro frontale	M_{Tm} [kNm]	-316
eccentricità fondazione	e_{Lz} [m]	1.45
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	610

Muro frontale

spessore	b_{Lm} [m]	2.00
altezza	h_m [m]	4.00
lunghezza	b_{Tm} [m]	11.00
peso	W_m [kN]	2200
eccentricità fondazione	e_{Lz} [m]	2.20
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	4840
altezza totale	H_{tot} [m]	9.56

Muri andatori

spessore medio	b_{Ta} [m]	0.75
larghezza	b_{La} [m]	6.00
altezza	h_a [m]	7.06
numero		2
peso	W_a [kN]	1589
eccentricità fondazione	e_{Lz} [m]	-1.80
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	-2859

Zattera di fondazione

spessore	h_z [m]	2.50
larghezza	b_{Lz} [m]	9.60
lunghezza	b_{Tz} [m]	13.20
peso	W_f [kN]	7920

Terreno di rinterro

peso specifico	γ	[kN/m ³]	19.0
larghezza	b_{Lr}	[m]	6.00
lunghezza	b_{Tr}	[m]	9.50
altezza	h_r	[m]	7.06
peso	W_r	[kN]	7646
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-1.80
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-13763

Sovraccarichi permanenti portati

peso pavimentazione	spp	[kN/m ²]	3.0
larghezza	b_L	[m]	6.00
lunghezza	b_T	[m]	11.00
peso	W	[kN]	198
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-1.80
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-356

Sovraccarichi variabili sulla spalla

peso carichi variabili		[kN/m ²]	20
larghezza	b_L	[m]	6.00
lunghezza	b_T	[m]	11.00
peso	W	[kN]	1320
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	-1.80
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	-2376

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Geometria impalcato

numero travi	n_t		1
luce campata di riva	L	[m]	33.2
coefficiente di influenza verticale	α_v		0.5
eccentricità muro	e_{Lm}	[m]	0.70
eccentricità fondazione	e_{Lz}	[m]	2.50

Carichi permanenti strutturali

peso proprio trave	ppt	[kN/m]	171.5
peso proprio soletta/trave	pps	[kN/m]	13.68

reazione totale	W_{pp} [kN]	3074
momento muro di paramento	M_{Tm} [kNm]	922
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	7684

Carichi permanenti portati

permanentemente portati/trave	s_{pp} [kN/m]	41.45
reazione totale	W_{spp} [kN]	688
momento muro di paramento	M_{Tm} [kNm]	206
momento intradosso zattera	M_{Tz} [kNm]	1720

Carichi mobili (Q_{ik} e q_{ik})

larghezza carreggiata	w [m]	9.5	
eccentricità asse carreggiata	e_T [m]	0	
numero corsie convenzionali	n_L	3	
larghezza di una corsia	w_c [m]	3	
larghezza zona rimanente	w_R [m]	0.5	
			max N e MT max ML
componente da massimizzare			
CARICO ASSE (TS)			
carico asse corsia 1	Q_{1K} [kN]	300	300
carico asse corsia 2	Q_{2K} [kN]	200	200
carico asse corsia 3	Q_{3K} [kN]	100	0
CARICO DISTRIBUITO (UDL)			
UDL corsia 1	q_{1K} [kN/m ²]	9	9
UDL corsia 2	q_{2K} [kN/m ²]	2.5	2.5
UDL corsia 3	q_{3K} [kN/m ²]	2.5	2.5
UDL altre corsie	q_{iK} [kN/m ²]	2.5	0
ecc corsia 1	[m]	3.250	3.250
ecc corsia 2	[m]	0.250	0.250
ecc corsia 3	[m]	-2.750	
ecc corsia 4	[m]	-4.50	
M UDL 1	[kNm/m]	87.8	87.8
M UDL 2	[kNm/m]	1.9	1.9
M UDL 3	[kNm/m]	-20.6	0.0
M UDL 4	[kNm/m]	-5.6	0.0
M UDL	[kNm]	1052.0	1487.8
M TS1	[kNm]	1950	1950
M TS2	[kNm]	100	100

M TS3	[kNm]	-550	0
M TS	[kNm]	1500	2050
Reazione verticale	N [kN]	1918	1697
Momento trasversale muro frontale	M _{Tm} [kNm]	575	509
Momento trasversale fondazione	M _{Tz} [kNm]	4795	4243
Momento longitudinale	M _L [kNm]	2552	3538
coefficiente di combinazione	ψ ₀	0.61	0.60

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

Spinta del cuneo di terreno

parametri geotecnici	M2	
coefficiente parziale di sicurezza	γ _{φ'}	1.25
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	φ' _k [deg]	35
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	φ' _d [deg]	29
angolo di attrito terreno-parete	δ [deg]	0.0
coefficiente di spinta in quiete	K ₀	0.5113
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K _{0h}	0.5113
altezza di terreno non spingente	h [m]	0
spinta terreno su muro	S _m [kN]	2663
eccentricità muro	e _{vm} [m]	2.35
momento muro frontale	M _{Tm} [kNm]	6267
spinta terreno su muro+fondazione	S _z [kN]	4883
eccentricità fondazione	e _{vz} [m]	3.19
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z [kN]	0
eccentricità fondazione	e _{Tz} [m]	-4.8
momento intradosso zattera	M _{Tz} [kNm]	15561

Sovraccarichi permanenti portati

carico uniforme	q [kN/m ²]	3.0
spinta terreno su muro	S _m [kN]	119
eccentricità muro	e _{vm} [m]	3.5
momento muro frontale	M _{Tm} [kNm]	420
spinta terreno su muro+fondazione	S _z [kN]	161
eccentricità fondazione	e _{vz} [m]	4.8
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z [kN]	0
eccentricità fondazione	e _{Tz} [m]	-4.8
momento intradosso zattera	M _{Tz} [kNm]	771

Sovraccarichi variabili sulla spalla

carico uniforme	q	[kN/m ²]	20
spinta terreno su muro	S _m	[kN]	794
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	3.5
momento muro frontale	M _{Tm}	[kNm]	2803
spinta terreno su muro+fondazione	S _z	[kN]	1075
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	4.8
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{Tz}	[m]	-4.8
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	5140

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

Azione di frenamento o accelerazione

azione di frenamento e accelerazione	V _L	[kN]	150
lunghezza totale impalcato	L _{tot}	[m]	204.4
coefficiente di influenza orizzontale	α _h		0.17
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	4.4
momento muro frontale	M _{Tm}	[kN]	660
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	6.9
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kN]	1035

Vento trasversale

pressione del vento	q _w	[kN/m ²]	1.50
altezza superficie investita	h _w	[m]	5.63
lunghezza totale impalcato	L	[m]	204.4
coefficiente di influenza orizzontale	α _h		0.17
azione trasversale del vento	V _T	[kN]	288
eccentricità muro	e _{vm}	[m]	4.4
momento muro frontale	M _{Lm}	[kN]	1266
eccentricità fondazione	e _{vz}	[m]	6.9
momento intradosso zattera	M _{Lz}	[kN]	1985

AZIONI SISMICHE

PARAMETRI DI ANALISI

accelerazione orizzontale massima al sito	a_{max}	[m/s ²]	0.796
fattore di struttura	q		1
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_m		1.00
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = \beta_m \times a_{max} / g$		0.081
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm k_h/2$		0.041

Impalcato

peso proprio impalcato + carichi permanenti portati	p	[kN/m]	227
peso totale impalcato	W_{tot}	[kN]	46320
periodo fondamentale longitudinale	T_L	[s]	1.89
accelerazione spettrale longitudinale	S_{eL}	[m/s ²]	0.5
forza sismica longitudinale su spalla	F_L	[kN]	471
coefficiente di influenza longitudinale	α_{hL}		0.17
coefficiente di influenza trasversale	α_{hL}		0.17
periodo fondamentale trasversale	T_T	[s]	1.89
accelerazione spettrale trasversale	S_{eT}	[m/s ²]	0.5
forza sismica trasversale su spalla	F_T	[kN]	330
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	4.4
momento muro frontale	M_{Tm}	[kN]	2071
momento muro frontale	M_{Lm}	[kN]	1452
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	6.9
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kN]	3248
momento intradosso zattera	M_{Lz}	[kN]	2277

Paraghiaia

peso	W_p	[kN]	421
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	34
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	5.5
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	189
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	8.0
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	274

Muro frontale

peso	W_p	[kN]	2200
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	178
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2.0
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	357
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4.5
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	803

Muri andatori

peso	W_p	[kN]	1589
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	129
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	2.0
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	258
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4.5
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	580

Zattera di fondazione

peso	W_p	[kN]	7920
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	642
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1.3
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	803

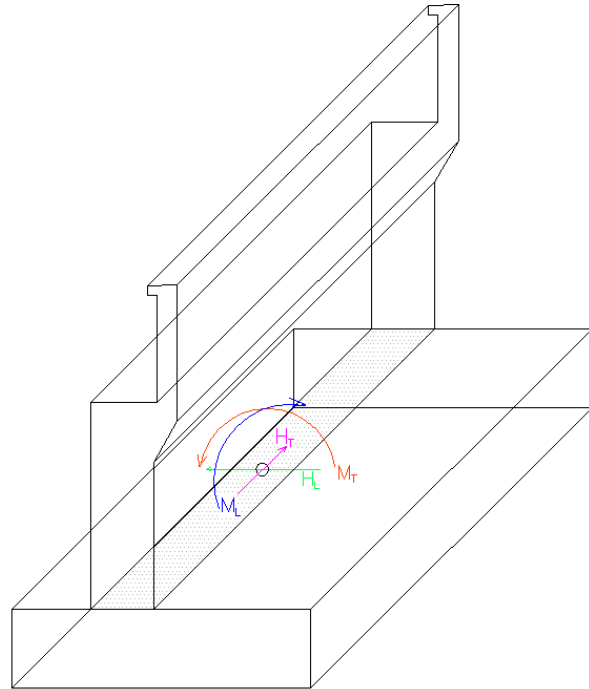
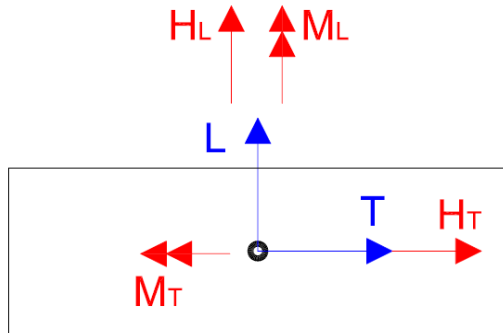
Terreno di rinterro

peso	W_p	[kN]	7646
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	620
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	3.5
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	2189
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	4.8
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	2965

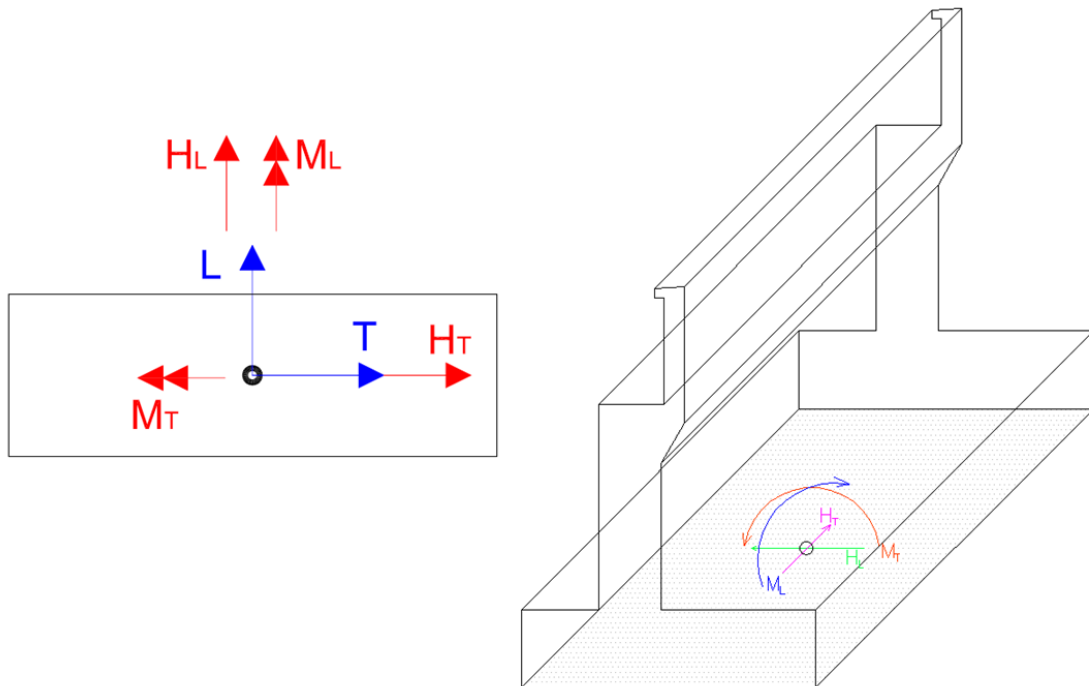
Cuneo di terreno

			1+k_v	1-k_v
			1.041	0.96
metodo di analisi	Mononobe-Okabe			
angolo di attrito del terreno	φ'_k	[deg]	29	29
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0
angolo sismico	θ	[deg]	4.46	4.83
coefficiente di spinta attiva	K_a		0.3925	0.3970
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_{ah}		0.3925	0.3970

10.3 RIEPIGOLO SOLLECITAZIONI – AZIONI ELEMENTARI



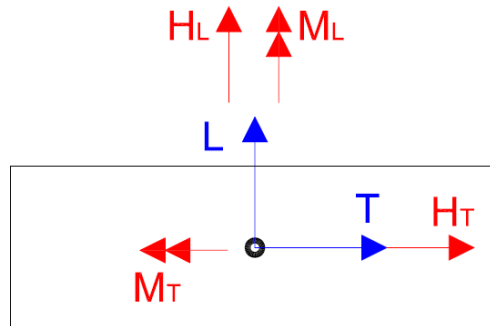
BASE MURO FRONTALE		N [kN]	VL [kN]	VT [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]
STATICA						
peso proprio spalla	g1	2621	0	0	0	-316
spinte terreno di rinterro	g4	0	2663	0	0	6267
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	119	0	0	420
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	794	0	0	2803
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	3074	0	0	0	922
carichi permanenti portati su impalcato	r2	688	0	0	0	206
attrito dei vincoli	r3	0	335	0	0	1472
carichi mobili su impalcato - max N e MT	r4	1918	0	0	2552	575
carichi mobili su impalcato - max ML	r5	1697	0	0	3538	509
frenatura / accelerazione	f	0	150	0	0	660
vento trasversale	w	0	0	288	1266	0
	totale	9998	4061	288	7356	13521



INTRADOSSO ZATTERA

STATICA		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g1	12129	0	0	0	2591
peso proprio terreno di rinterro	g2	7646	0	0	0	-13763
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	198	0	0	0	-356
spinte terreno di rinterro	g4	0	4883	0	0	15561
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	161	0	0	771
sovraccarichi variabili su spalla	q1	1320	0	0	0	-2376
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	1075	0	0	5140
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	3074	0	0	0	7684
carichi permanenti portati su impalcato	r2	688	0	0	0	1720
attrito dei vincoli	r3	0	335	0	0	2309
carichi mobili su impalcato - max N e M _T	r4	1918	0	0	2552	4795
carichi mobili su impalcato - max M _L	r5	1697	0	0	3538	4243
frenatura / accelerazione	f	0	150	0	0	1035
vento trasversale	w	0	0	288	1985	0
totale		28670	6604	288	8075	29354

10.4 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI – COMBINAZIONE DELLE AZIONI



10.4.1 Muro frontale

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	6383	2655	0	0	7863
2	8300	2805	288	3818	9098
3	7544	3317	173	2305	10549
4	7544	2655	288	2812	8211
M_{T,max}	7544	3317	173	2305	10549

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	8616	3584	0	0	10615
2	11206	3809	432	5344	12382
3	10185	4578	259	3226	14592
4	10185	3584	432	3986	11085
M_{T,max}	10185	4578	259	3226	14592

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	6383	3117	0	0	8973
2	8588	3312	374	4580	10493
3	7719	4149	224	2765	13018
4	7719	3117	374	3423	9374
M_{T,max}	7719	4149	224	2765	13018

combinazione sismica 1 + kv	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	6641	3555	349	1256	11096
S _T	6641	3093	1163	4187	8792
M_{T,max}	6641	3555	349	1256	11096

combinazione sismica 1 - kv	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	6124	3402	349	1256	10658
S _T	6124	2889	1163	4187	8235
M_{T,max}	6124	3402	349	1256	10658

10.4.2 Plinto di fondazione

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	23735	4542	0	0	13806
2	25653	4692	288	4537	19636
3	26217	5439	173	2737	18621
4	24897	4542	288	3531	16710
M_{T,max}	25653	4692	288	4537	19636

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	32042	6131	0	0	18638
2	34631	6356	432	6423	26664
3	35591	7477	259	3873	25425
4	33611	6131	432	5064	22559
M_{T,MAX}	34631	6356	432	6423	26664

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	23735	5379	0	0	16517
2	25941	5574	374	5515	23376
3	26787	6777	224	3326	23450
4	25071	5379	374	4358	19857
M_{T,MAX}	26787	6777	224	3326	23450

combinazione sismica	$1 + k_v$	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L		24698	6143	580	2311	19694
S _T		24698	5517	1934	7702	16257
M_{T,MAX}		24698	6143	580	2311	19694

combinazione sismica	$1 - k_v$	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L		22772	5867	580	2311	18966
S _T		22772	5148	1934	7702	15232
M_{T,MAX}		22772	5867	580	2311	18966

10.4.3 Pali

Per il calcolo delle sollecitazioni sui pali ci si faccia riferimento alla "Relazione geotecnica e di calcolo fondazioni".

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime utilizzate per la verifica strutturale.

SLU: combinazione SLU A1+M1 - 3:

$$T_{\max} = 623 \text{ kN,}$$

$$N_{\min} = 1976 \text{ kN,}$$

$$M_{y\min} = 4500 \text{ kNm,}$$

profondità cerniera plastica $Z_{cr} = 5.6 \text{ m}$ (dalla testa del palo)

SLE: combinazione SLE 3:

$$T_{\max} = 453 \text{ kN,}$$

$$N_{\min} = 1462 \text{ kN,}$$

$$M_{\max} = 1300 \text{ kNm.}$$

10.5 MURO FRONTALE

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

larghezza sezione	bTm	[m]	11.00
altezza sezione	bLm	[m]	2.0

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		55
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	71
area armatura compressa strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	17279

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		55
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	71
area armatura compressa strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0

area armatura compressa	A'_s	[mm ²]	17279
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0.08%

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		55
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	74
area armatura tesa strato 1	A_{s1}	[mm ²]	29201

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		55
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	74
area armatura tesa strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0

area armatura tesa	A_s	[mm ²]	29201
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.13%
altezza utile	d	[mm]	1926

sollecitazioni massime

N_{MAX}			
sforzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	10185
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	3226
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	14592
momento flettente resistente longitudinale	M_{L, Rd}	[kNm]	81059
momento flettente resistente trasversale	M_{T, Rd}	[kNm]	31122
Verifica			SI

N_{MIN}			
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	6124
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	1256
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	10658
momento flettente resistente longitudinale	M_{L, Rd}	[kNm]	59738
momento flettente resistente trasversale	M_{T, Rd}	[kNm]	27380
Verifica			SI

M_{TMAX}			
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	10185
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	3226
momento flettente trasversale	M_{TMAX}	[kNm]	14592
momento flettente resistente longitudinale	M_{L, Rd}	[kNm]	81059
momento flettente resistente trasversale	M_{T, Rd}	[kNm]	31122
Verifica			SI

Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	11000
altezza sezione	h	[mm]	2000
altezza utile sezione	d	[mm]	1926
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	29201
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.001
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.46
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	7052
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	4578

verificato

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	11000
altezza sezione	h	[mm]	2000
altezza utile sezione	d	[mm]	1926
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		24
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	16
interasse armature trasversali	s	[mm]	400
area dell'armatura trasversale	A_{sw}	[mm ²]	4825
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	45
	$\cot \theta$		1.0
angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	θ	[DEG]	45
sforzo normale di calcolo	N_{Ed}	[kN]	6124
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.46
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.02
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	11572
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	183774
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	11572
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	4578

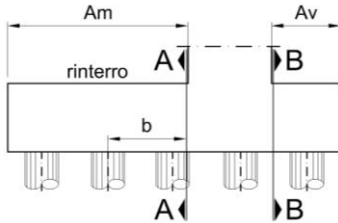
verificato

10.6 PLINTO DI FONDAZIONE

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni intradosso zattera

sforzamento normale	N	[kN]	34631
momento flettente massimo	M _T	[kNm]	26664



oggetto valle muro	A _v	[m]	1.6
oggetto monte muro	A _m	[m]	6.0
coeff. parziale peso zattera, rinterro e perman	γ		1.00
peso rinterro	pr	[kN/m]	1274
peso zattera	pz	[kN/m]	825
peso sovraccarichi permanenti su spalla	pp	[kN/m]	33
coeff. parziale peso variabili su spalla	γ		1.00
peso sovraccarichi variabili su spalla	pq	[kN/m]	220

Sollecitazioni sezione A

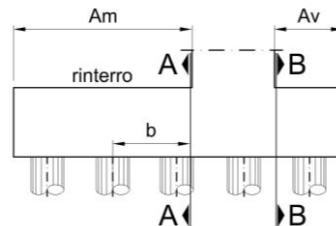
	x _{Li} [m]	N _i [kN]	b _A [m]	V _A [kN]	M _A [kNm]
fila 1	-3.6	7841	4.8	7841	37635
fila 2	0.0	11544	1.2	11544	13853
fila 3	3.6	15247	0	0	0
peso rinterro		-7646	3	-7646	-22938
peso zattera		-4950	3	-4950	-14850
peso variabili su spalla		-198	3	-198	-594
peso rinterro		-1320	3	-1320	-3960
totale				5270	9145

Sollecitazioni sezione B

	x _{Li} [m]	N _i [kN]	b _B [m]	V _B [kN]	M _B [kNm]
fila 1	-3.6	7841	0	0	0
fila 2	0.0	11544	0	0	0
fila 3	3.6	15247	0.4	15247	6099
peso zattera		-1320	0.8	-1320	-1056
totale				13927	5043

Sollecitazioni intradosso zattera

sforzamento normale massimo	N	[kN]	35591
momento flettente	M _T	[kNm]	25425



oggetto valle muro	A _v	[m]	1.6
oggetto monte muro	A _m	[m]	6.0
coeff. parziale peso zattera e rinterro	γ		1.00
peso rinterro	pr	[kN/m]	1274
peso zattera	pz	[kN/m]	825
peso sovraccarichi permanenti su spalla	pp	[kN/m]	33
coeff. parziale peso variabili su spalla	γ		1.00
peso sovraccarichi variabili su spalla	pq	[kN/m]	220

Sollecitazioni sezione A

	x _{Li} [m]	N _i [kN]	b _A [m]	V _A [kN]	M _A [kNm]
fila 1	-3.6	8332	4.8	8332	39995
fila 2	0.0	11864	1.2	11864	14236
fila 3	3.6	15395	0	0	0
peso rinterro		-7646	3	-7646	-22938
peso zattera		-4950	3	-4950	-14850
peso variabili su spalla		-198	3	-198	-594
peso rinterro		-1320	3	-1320	-3960
totale				6082	11889

Sollecitazioni sezione B

	x _{Li} [m]	N _i [kN]	b _B [m]	V _B [kN]	M _B [kNm]
fila 1	-3.6	8332	0	0	0
fila 2	0.0	11864	0	0	0
fila 3	3.6	15395	0.4	15395	6158
peso zattera		-1320	0.8	-1320	-1056
totale				14075	5102

Verifica a flessione

grandezze di progetto

calcestruzzo

resistenza di calcolo a compressione f_{cd} [MPa] 18.8

deformazione ultima per compressione ϵ_{cu} 0.0035

acciaio

tensione caratteristica di snervamento f_{yd} [MPa] 391

deformazione allo snervamento ϵ_{sy} 0.0019

geometria sezione

larghezza sezione b_{Tz} [m] 13.2

altezza sezione h_z [m] 2.5

armatura superiore

strato 1			
diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	229
area armatura superiore strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	33980
strato 2			
diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	229
area armatura superiore strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0
area armatura superiore	A'_s	[mm ²]	33980
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0.10%
armatura inferiore			
strato 1			
diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	229
area armatura inferiore strato 1	A_{s1}	[mm ²]	33980
strato 2			
diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	229
area armatura inferiore strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0
area armatura inferiore	A_s	[mm ²]	33980
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.10%
altezza utile	d	[mm]	2271
copriferro superiore di calcolo	d'	[mm]	229
parametro stress-block	λ		0.8
distanza estradosso sezione-asse neutro	y_n	[mm]	134
posizione asse neutro rottura bilanciata	y_{Bn}	[mm]	1472
Rottura duttile			
momento resistente	M_{Rd}	[kNm]	27151
momento sollecitante	M_{Ed}	[kNm]	11889
verifica			

Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	13200
altezza sezione	h	[mm]	2500
altezza utile sezione	d	[mm]	2271
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	33980
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.001
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	7256
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	1240

verificato

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni intradosso zattera

sforzo normale	N	[kN]	25653
momento flettente massimo	M_T	[kNm]	19636

coeff. parziale peso zattera e rinterro γ 1.0

Sollecitazioni sezione A

	x_{Li} [m]	N_i [kN]	b_A [m]	V_A [kN]	M_A [kNm]
fila 1	-3.6	5824	4.8	5824	27954
fila 2	0.0	8551	1.2	8551	10261
fila 3	3.6	11278	0	0	0
fila 4	0.0	0	0	0	0
fila 5	0.0	0	0	0	0
fila 6	0.0	0	0	0	0
fila 7	0.0	0	0	0	0
peso rinterro		-7646	3	-7646	-22938
peso zattera		-4950	3	-4950	-14850
totale				1779	427

Sollecitazioni sezione B

x_{Li} [m]	N_i [kN]	b_B [m]	V_B [kN]	M_B [kNm]
-----------------	---------------	--------------	---------------	----------------

fila 1	-3.6	5824	0	0	0
fila 2	0.0	8551	0	0	0
fila 3	3.6	11278	0.4	11278	4511
fila 4	0.0	0	0	0	0
fila 5	0.0	0	0	0	0
fila 6	0.0	0	0	0	0
fila 7	0.0	0	0	0	0
peso zattera		-1320	0.8	-1320	-1056
totale				9958	3455

Verifica a fessurazione senza calcolo diretto

grandezze di progetto

valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	[mm]	0.2
diametro armatura longitudinale	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	64

tabelle C4.1.II e III della Circ. alle NTC08

limite di tensione dell'acciaio	σ_s	[MPa]	160
---------------------------------	------------	-------	-----

sollecitazioni massime

sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	0
momento flettente massimo	M_{MAX}	[kNm]	3455

geometria sezione

larghezza sezione	BLz	[m]	13.2
altezza sezione	hz	[m]	2.5

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 1	c'_1	[mm]	229
area armatura superiore strato 1	A'_{s1}	[mm ²]	33980

strato 2

diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	229
area armatura superiore strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0

area armatura superiore	A'_s	[mm ²]	33980
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0.10%

armatura compressa

strato 1			
diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	229
area armatura inferiore strato 1	A_{s1}	[mm ²]	33980
strato 2			
diametro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		64
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	229
area armatura inferiore strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0
area armatura inferiore	A_s	[mm ²]	33980
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.10%
coefficiente di omogeneizzazione	n		15
distanza estradosso sezione-asse neutro	y_n	[mm]	369
momento di inerzia sezione ideale	J_{id}	[mm ⁴]	2.075E+12
modulo di resistenza sezione ideale	W_{id}	[mm ³]	1.091E+09
tensione massima acciaio	σ_s	[MPa]	48
verifica			

10.7 PALI

10.7.1 Verifiche SLU

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

TITOLO : SPALLA_PALO

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]
 Raggio interno 0 [cm]
 N° barre uguali 32
 Diametro barre 3,2 [cm]
 Copriferro (baric.) 10 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1976 1462 kN
 M_{xEd} 4500 1300 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

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} 18,81 ‰
 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_{cl} 2,114

M_{xRd} 4 677 kN m

σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 6,057 ‰
 d 110 cm
 x 40,28 x/d 0,3662
 δ 0,8978

Verifica a taglio			
diametro palo	\emptyset	[mm]	1200
area cerchio	A_{\emptyset}	[mm ²]	1130973
base equivalente al rettangolo	b_W	[mm]	1080
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	898
area rettangolo equivalente	A_R	[mm ²]	970272
classe del calcestruzzo	R_{ck}	[MPa]	40
resistenza a compressione ridotta	f_{cd}	[MPa]	11,1
resistenza a trazione di progetto	f_{yd}	[MPa]	391
taglio compressione			
forza assiale di progetto	N_{Ed}	[kN]	1976
tensione media di compressione	σ_{cp}	[MPa]	1,7
coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c		1,08
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	V_{Rcd}	[kN]	5213
taglio trazione			
	$\cot \theta$		1,0
inclinazione puntone	θ	[deg]	45
		[rad]	0,79
inclinazione staffe	α	[deg]	90
		[rad]	1,57
diametro barre staffe	\emptyset	[mm]	14
numero bracci	n		2
area staffa	A_{SW}	[mm ²]	307,9
passo	s	[mm]	100
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	973
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	973
taglio sollecitante	V_{Ed}	[kN]	620
			verifica

10.7.2 Verifiche SLE

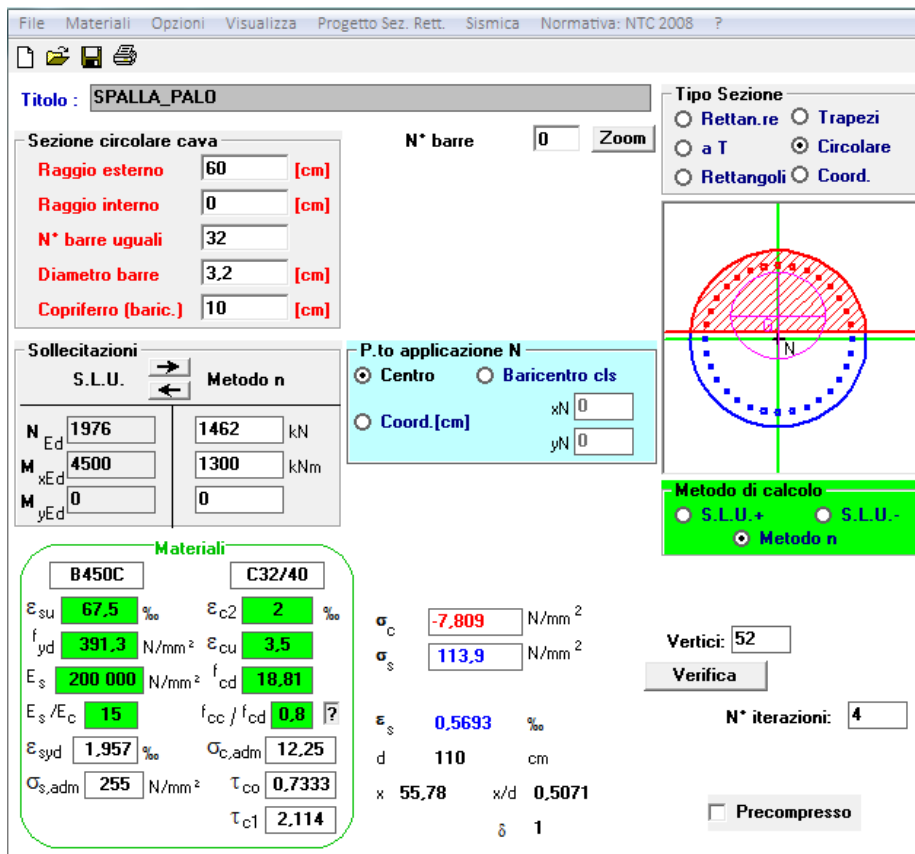
Verifica a fessurazione senza calcolo diretto

grandezze di progetto

valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	[mm]	0.2
diametro armatura longitudinale	ϕ	[mm]	24
interasse barre	$i\phi$	[mm]	152

tabelle C4.1.II e III della Circ. alle NTC08

limite di tensione dell'acciaio	σ_s	[MPa]	160
---------------------------------	------------	-------	-----



The screenshot shows a software interface for designing a circular hollow section. The main window is titled "SPALLA_PALO".

Sezione circolare cava:

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 32
- Diametro barre: 3,2 [cm]
- Copriferro (baric.): 10 [cm]

Sollecitazioni (Metodo n):

- N_{Ed} : 1976
- M_{xEd} : 4500
- M_{yEd} : 0
- 1462 kN
- 1300 kNm
- 0
- 0

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} 18,81, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 12,25, 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

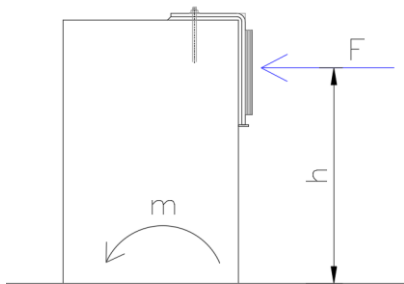
Calcoli e Parametri:

- σ_c : -7,809 N/mm²
- σ_s : 113,9 N/mm²
- ϵ_s : 0,5693 ‰
- d: 110 cm
- x: 55,78, x/d: 0,5071
- δ : 1
- Vertici: 52
- N° iterazioni: 4
- Precompresso:

10.8 BAGGIOLI

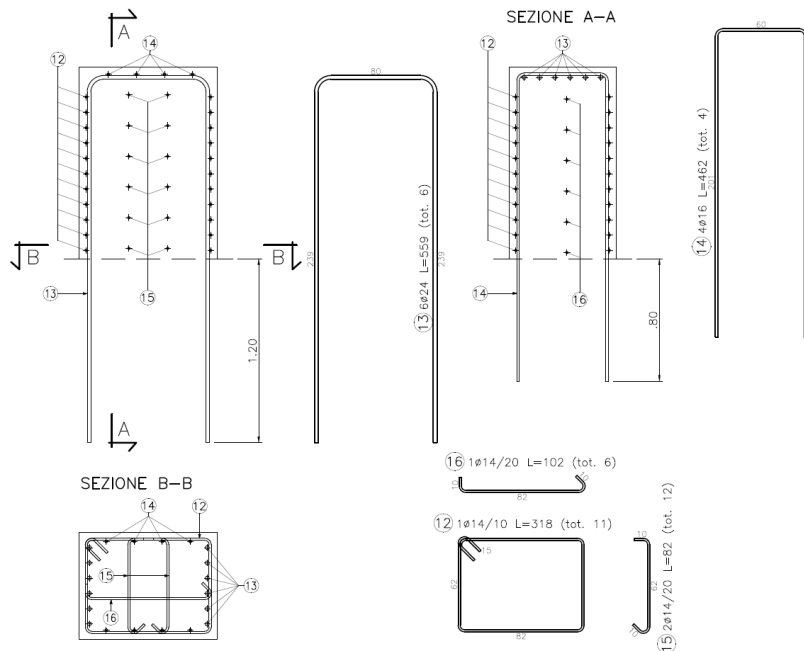
Per la verifica dei baggioli risulta dimensionante l'azione delle pile. Si rimanda al paragrafo Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.

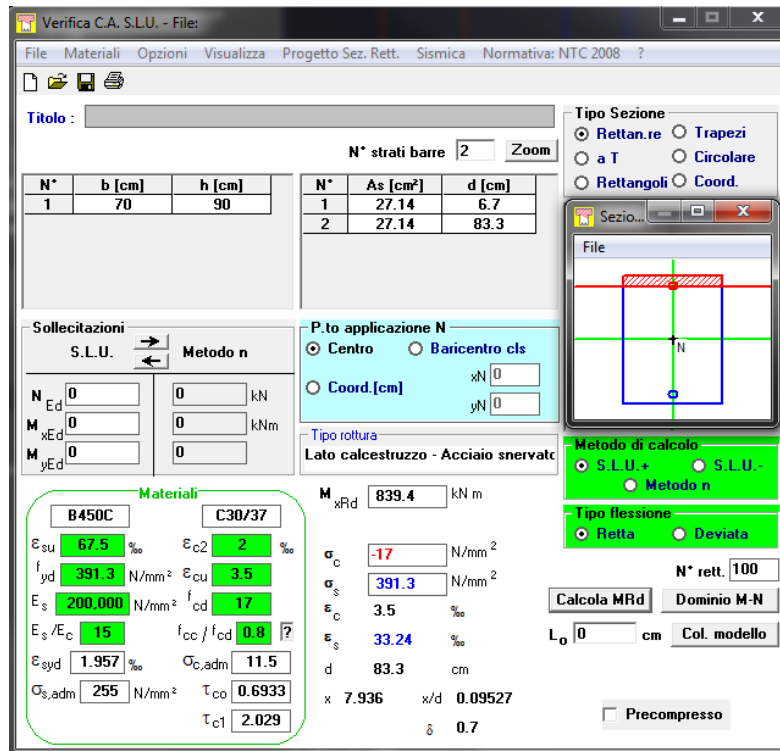
10.9 RITEGNI SISMICI TRASVERSALI



L'azione agente sul ritegno in fase sismica e pari a:

- F = 575 kN
- H = 1.10m
- m = 632.50 kNm
- V = 575.00 kN



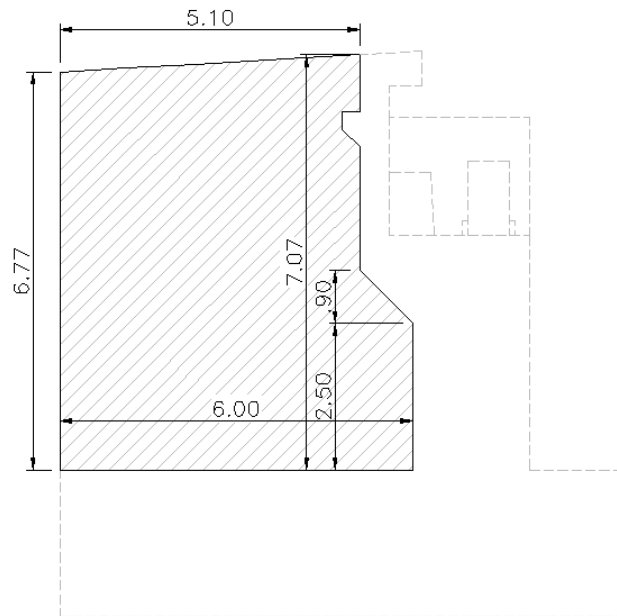


Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	700
altezza sezione	h	[mm]	900
altezza utile sezione	d	[mm]	847
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		4
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	14
interasse armature trasversali	s	[mm]	20
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	616
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	10199
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2509
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	2509
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	575

verificato

10.10 MURI ANDATORI



10.10.1 Azioni

Combinazione fondamentale

$$\varphi = 35^\circ$$

$$K_a = 0.271$$

$$\gamma = 18 \times K_a \times 1.35 \quad \text{kN/m}^3$$

$$q = 20 \times K_a \times 1.50 \quad \text{kN/m}^3$$

Combinazione sismica

$$\varphi = 35^\circ$$

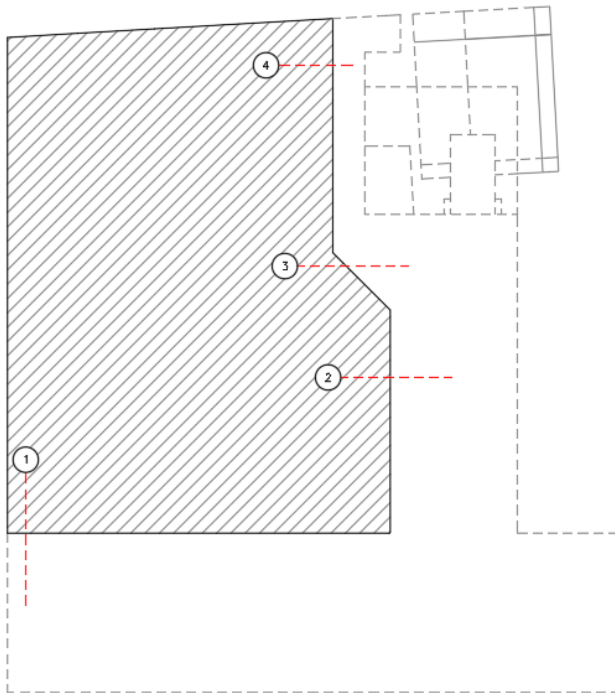
$$K_{as} = 0.408$$

$$\gamma = 18 \times K_{as} \quad \text{kN/m}^3$$

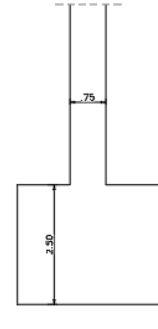
$$q = 0$$

$$K_h = 0.0918 \text{ g}$$

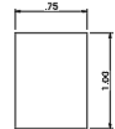
10.10.2 Sezioni di verifica



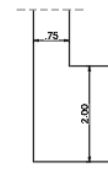
SEZIONE 1



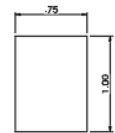
SEZIONE DI VERIFICA
 $0.75 > 2.50$



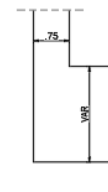
SEZIONE 2



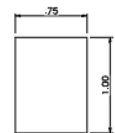
SEZIONE DI VERIFICA
 $0.75 < 2.00$



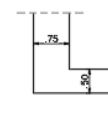
SEZIONE 3



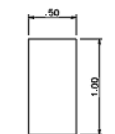
SEZIONE DI VERIFICA
 $0.75 < VAR$



SEZIONE 4



SEZIONE DI VERIFICA
 $0.50 < 0.75$



10.10.3 Sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni nelle direzioni principali

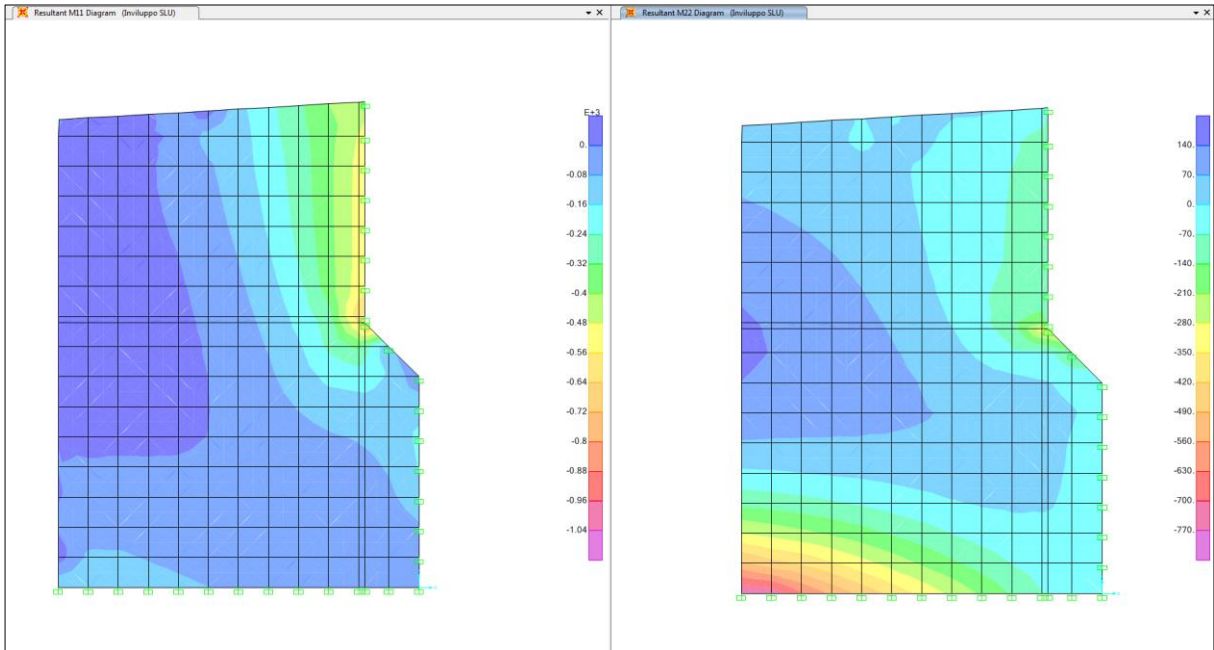


Figura 18 – Momenti M11 e M22 (SLU) [kNm/m]

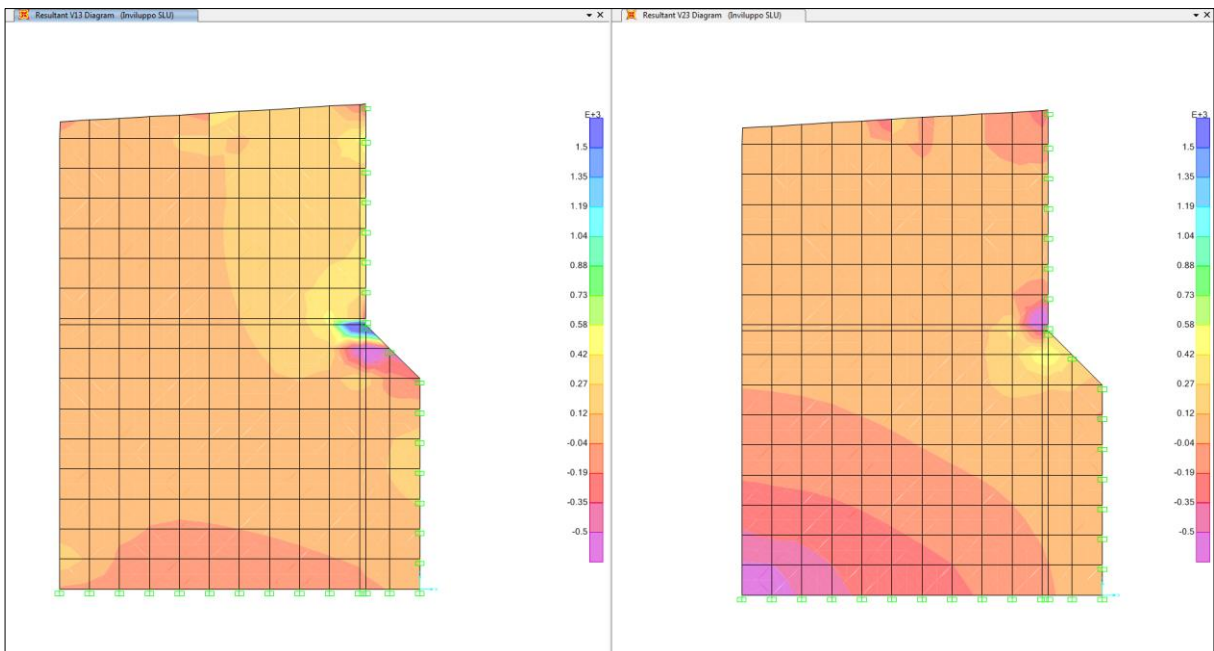


Figura 19 – Momenti M11 e M22 (SLU) [kNm/m]

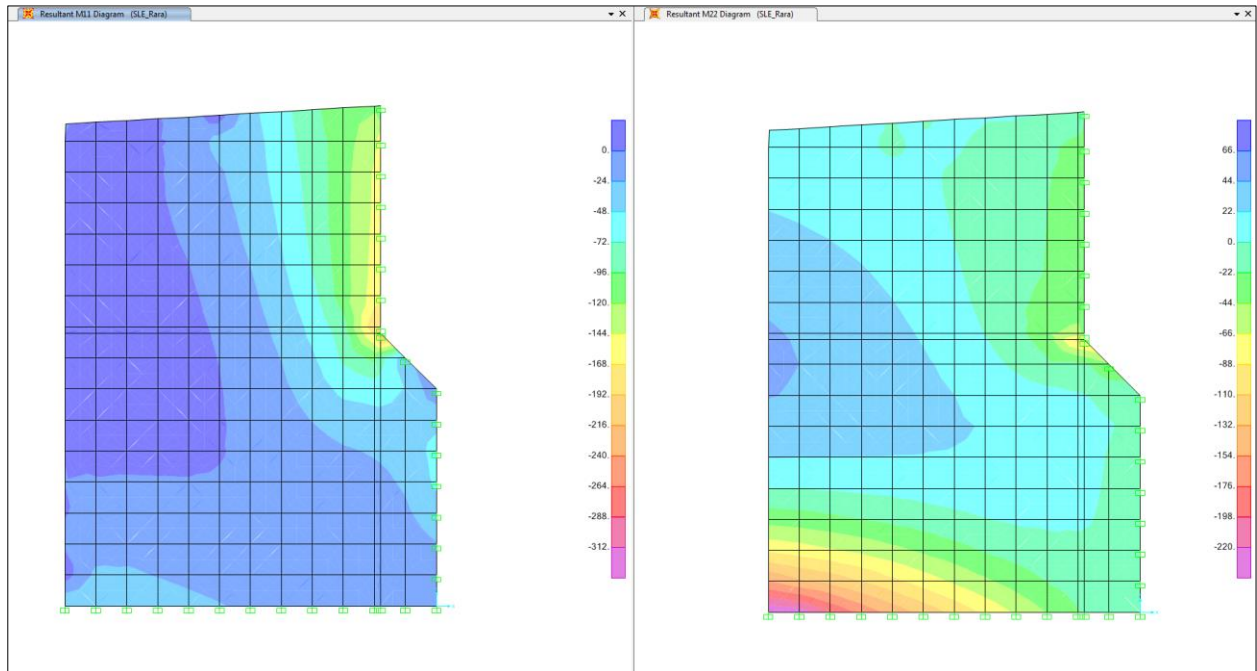


Figura 20 – Momenti M11 e M22 (SLE) [kNm/m]

10.10.4 Verifiche

10.10.4.1 Sezione 1

Verifica C.A. S.L.U. - File: Sezione_1

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

Titolo: Sezione 1 - Armatura tesa = fi26/20+fi26/20

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	15.71	8.5
			2	26.55	61
			3	26.55	66.2

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 785 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} 18.81 ‰
 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

M
 M_{xRd} 1,210 kN m
 σ_c -18.81 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 16.35 ‰
 d 66.2 cm
 x 11.67 w/d 0.1763
 δ 0.7

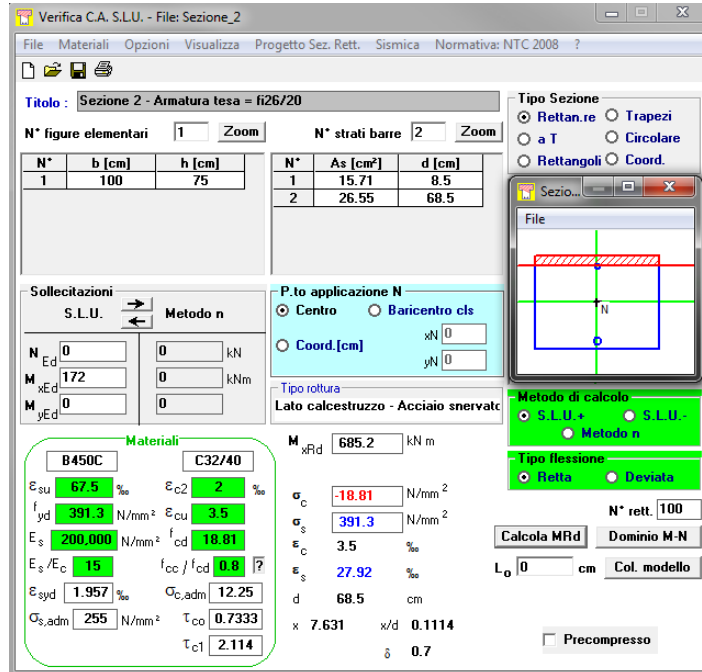
Metodo di calcolo
 S.L.U. Metodo n
 Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	661
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		2.5
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	10
interasse armature trasversali	s	[mm]	40
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	196
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$\text{ctg } \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	1270
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2798
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	1270
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	606

verificato

10.10.4.2 Sezione 2



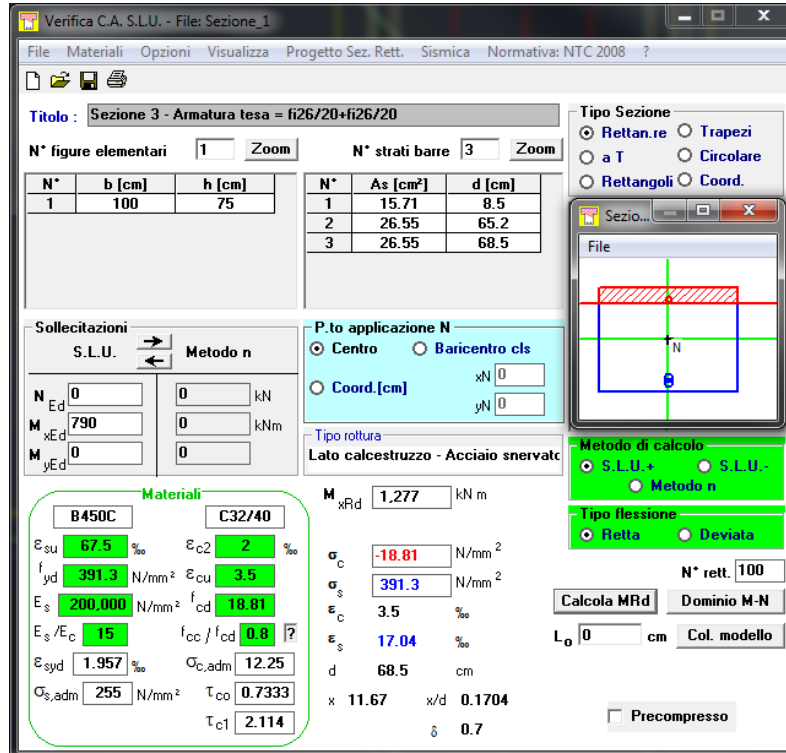
Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	685
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	2655
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.004
	k		1.540
	v_{\min}	[MPa]	0.386
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	297
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	150

verificato

10.10.4.3 Sezione 3

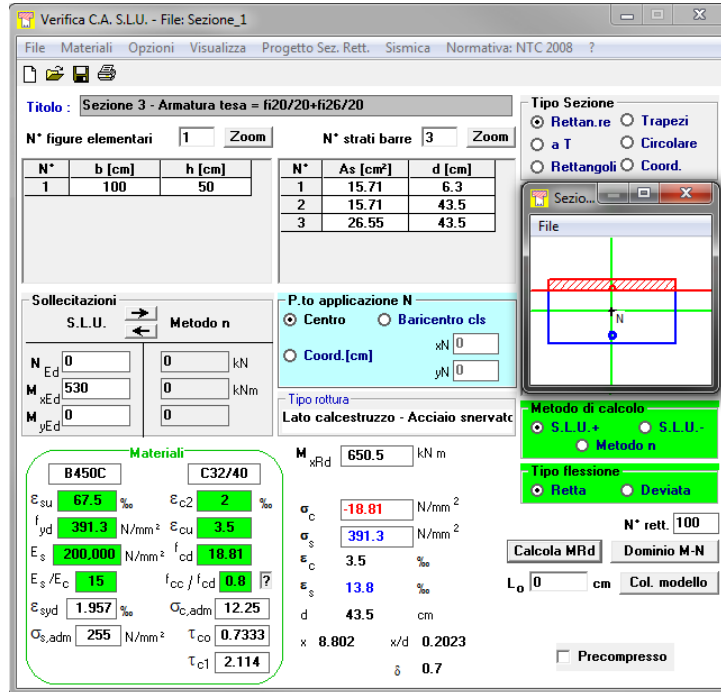


Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	750
altezza utile sezione	d	[mm]	685
numero armature trasversali	$n^\circ \emptyset$		5
diametro armature trasversali	\emptyset	[mm]	10
interasse armature trasversali	s	[mm]	20
area dell'armatura trasversale a taglio	A_{sw}	[mm ²]	393
resistenza di progetto	f_{yd}	[MPa]	435
resistenza a compressione del cls	f_{cd}	[MPa]	18.8
angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	α	[DEG]	90
	$ctg \theta$		1.0
	θ	[DEG]	45
tensione di compressione calcestruzzo	σ_{cp}	[MPa]	0.00
coefficiente maggiorativo in elementi compressi	α_c		1.00
resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	[kN]	5263
resistenza a compressione del cls ridotta	f_{cd}'	[MPa]	9.4
resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	[kN]	2900
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	2900
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	2500

verificato

10.10.4.4 Sezione 4



Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

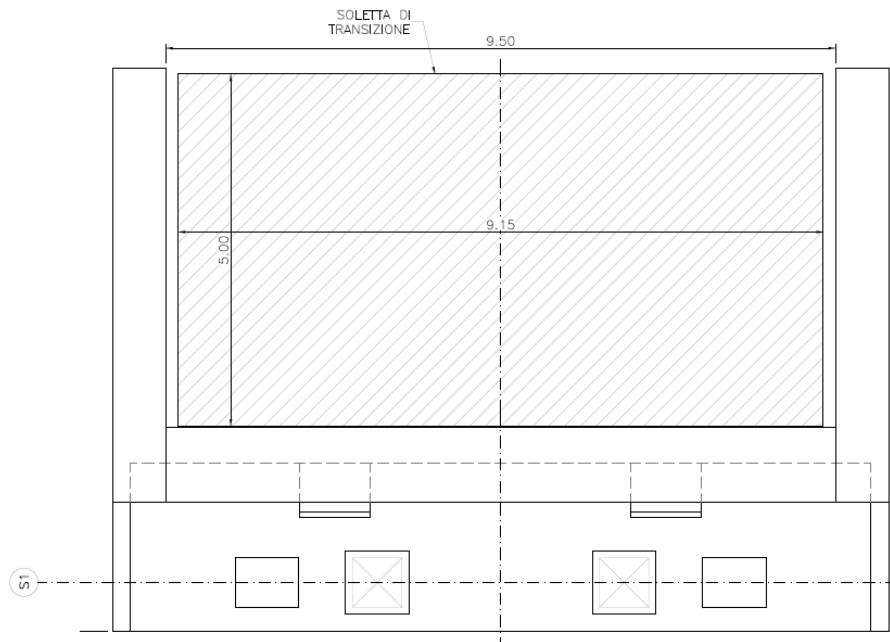
$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	1000
altezza sezione	h	[mm]	50
altezza utile sezione	d	[mm]	435
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	5309
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_l		0.012
	k		1.678
	v_{min}	[MPa]	0.438
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0.00
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	301
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	280

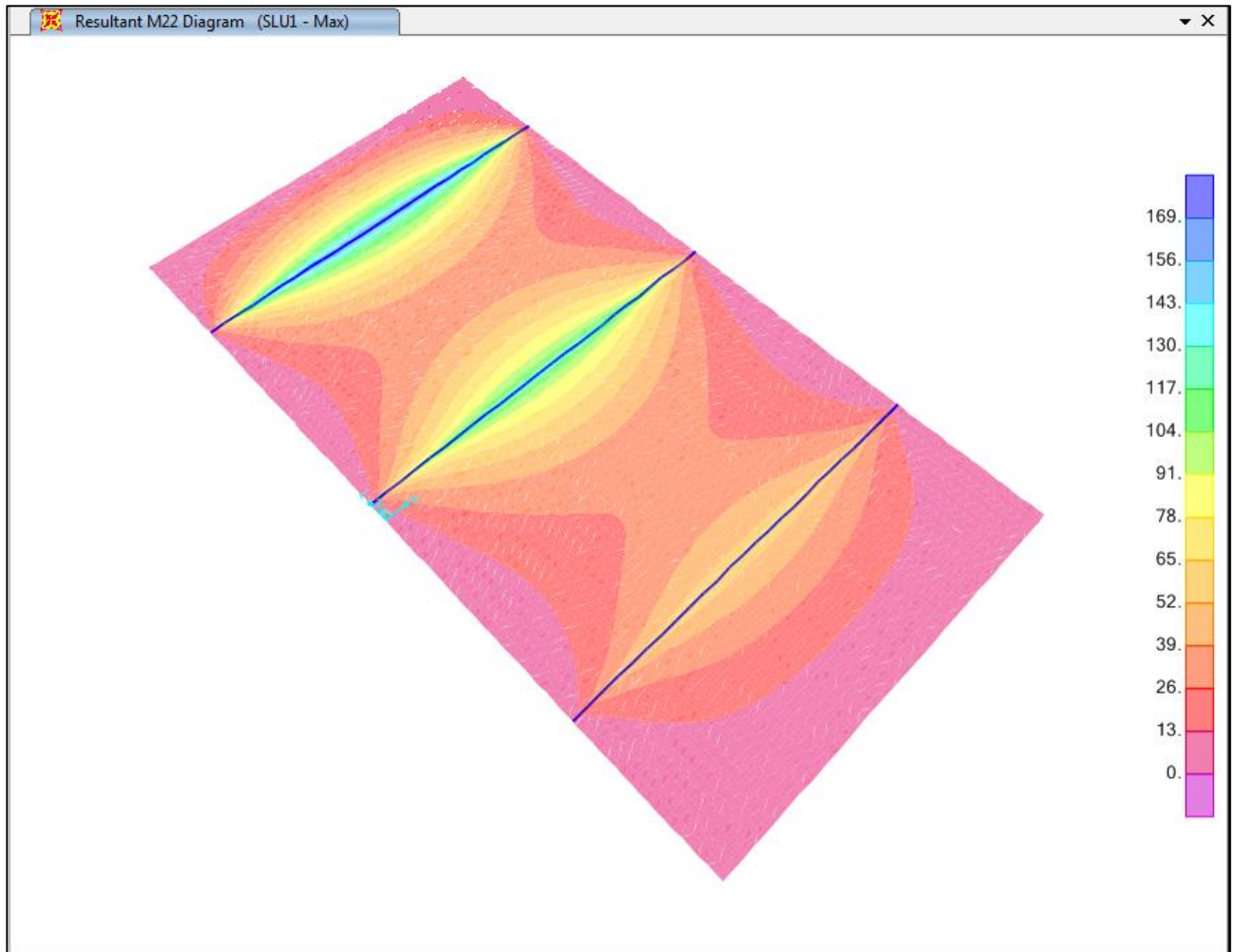
verificato

10.11 SOLETTA DI TRANSIZIONE

10.11.1 Geometria



10.11.2 Sollecitazioni



10.11.3 Verifica

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

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

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5.65	6.5
			2	26.55	24

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 180 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali:

B450C C25/30

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} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 210.8 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 6.614 ‰
 d 24 cm
 x 8.305 x/d 0.3461
 δ 0.8726