



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

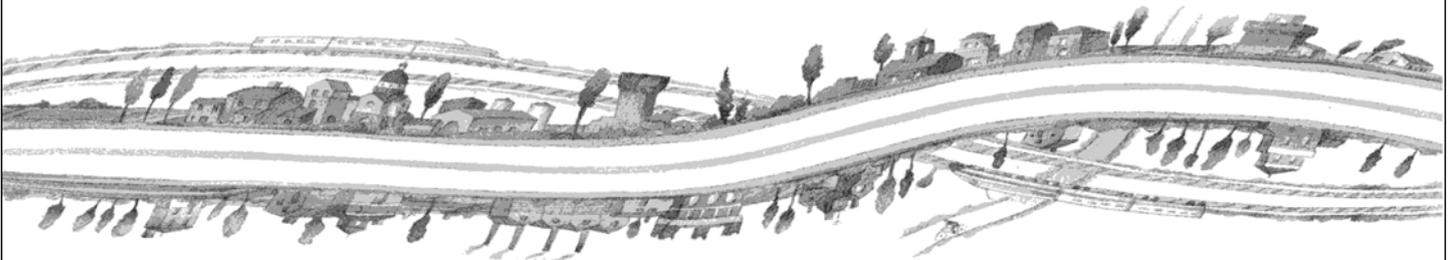
PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
OPERE STRUTTURALI**

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI

AVI05 - VIADOTTO SU S.P. N. 43 MAESTRA GRANDE (PARTECIPANZE)

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

IL CONCESSIONARIO

Ing. Antonello Mezzaluna
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				A.Fagnocchi	G.Guadagnini	E.Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: -
2652	PD	0	A36	AVI05	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2.	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.	INCIDENZE	7
5.	DATI DI BASE	8
5.1.	DATI GENERALI	8
5.2.	APERTURA LIMITE FESSURE	8
5.3.	DATI SISMICI	10
5.4.	PARAMETRI GEOTECNICI	10
6.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO E PILE	11
6.1.	MODELLI DI CALCOLO	11
6.2.	ANALISI DEI CARICHI	17
6.2.1.	Peso proprio degli elementi strutturali (PP)	17
6.2.2.	Carichi permanenti portati (SP, SL).....	18
6.2.3.	Distorsioni - ritiro (RT)	18
6.2.4.	Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2).....	19
6.2.5.	Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)	20
6.2.6.	Azioni parassite dei vincoli (AP)	20
6.2.7.	Carichi mobili (ML).....	21
6.2.8.	Azione di frenatura (FR)	23
6.2.9.	Azione del vento (VN).....	24
6.2.10.	Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z).....	24
6.3.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	28
6.4.	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	31
6.4.1.	Diagrammi delle sollecitazioni	33
6.4.2.	Analisi modale dell'opera.....	36
6.5.	CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	38
6.5.1.	Dimensionamento soletta d'impalcato	39
6.5.2.	Dimensionamento travi metalliche.....	39
6.5.2.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	39
6.5.2.2	Verifiche di deformabilità – SLE.....	44
6.5.3.	Dimensionamento controventamenti trasversali.....	45
6.5.4.	Dimensionamento delle pile	45
6.5.4.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	45
6.5.4.2	Verifica a fessurazione – SLE.....	50
6.5.5.	Plinto di fondazione delle pile	52

6.5.6.	Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile	52
6.5.6.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	52
6.5.6.2	Verifica a fessurazione – SLE	55
6.5.6.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali	57
6.5.6.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	60
6.5.7.	Dimensionamento del sistema di isolamento sismico	63
6.5.8.	Dimensionamento dei giunti di dilatazione	69
6.5.9.	Dimensionamento del collegamento della barriera antirumore	72
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE	75
7.1.1.	Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV	81
7.1.2.	Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE	84
7.1.3.	Verifiche di Resistenza pali – SLU/SLV	87
7.1.4.	Verifica a fessurazione pali – SLE	91
7.1.5.	Verifica a capacità portante per carichi verticali	94
7.1.6.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	97

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è un ponte costituito da 5 campate di luci di calcolo uguali, misurate in asse tracciato stradale, pari a 25, per una lunghezza totale di 125 m (misurata da asse appoggi delle spalle).

L'opera è costituita da due carreggiate separate, di larghezza costante pari a 16.35 m, ospitanti ciascuna due corsie di marcia (Fase 1). Ogni carreggiata è già predisposta inoltre per garantire, in Fase 2, l'allargamento alla terza corsia di marcia su ciascuna carreggiata; i due impalcati sono previsti ad una distanza pari a 1.20 m. Il varco tra i due impalcati permette di ospitare polifere e cavidotti impiantistici. Idoneo grigliato, con portata pari a 6.3 kN/mq e con opportuno sistema di fissaggio agli impalcati, garantirà la sicurezza contro il rischio di caduta. Le due carreggiate hanno pendenza trasversale pari al 2.50% verso l'esterno dell'opera. Sui cordoli di estremità di 0.70 m si prevede l'installazione di una barriera bordo ponte tipo H4. A bordo impalcato è prevista l'installazione di barriere antirumore.

La soluzione tecnica prevista è quella di impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo. L'impalcato è costituito da un cassone metallico ad altezza minima pari a 1.00 m avente le anime inclinate su cui appoggia una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 35 cm, avente funzionamento principale lungo la direzione trasversale. La sezione è completata da una trave centrale avente funzione di rompitratta per la soletta, dai cordoli in c.a. di posizionamento dei guard-rail e da tutti gli elementi di arredo del ponte (veletta laterale in c.a., strutture leggere reggi-impianti, impianti, elementi di scolo e di raccolta delle acque meteoriche, ecc...). Ad interasse pari a circa 3.50 m sono previsti dei controventamenti trasversali in lamiera piena opportunamente irrigidita. Anche in corrispondenza di spalle e pile i controventamenti trasversali sono previsti in lamiera piena opportunamente irrigidita. I due sbalzi laterali misurano 3.40 m per ogni impalcato. La struttura metallica di impalcato verrà assemblata in opera mediante apposita officina di saldatura e varata a spinta con l'ausilio di pile provvisorie e dispositivi di scorrimento (si veda specifica tavola progettuale).

I collegamenti tra i vari conci reali (aventi comunque tutti lunghezza inferiore ai 13.0 m per garantire la trasportabilità standard) sono previsti tramite saldature a completa penetrazione.

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a scorrimento con superficie curva (Friction Pendulum Isolators) inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08.

L'opera ha vita nominale di 100 anni.

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi strutturali principali, per quanto riguarda le opere provvisorie (palancolate) a presidio degli scavi si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

PD_0_000_00000_0_GT_FC_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIE A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.

PD_0_000_00000_0_GT_FC_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIE A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.

PD_0_000_00000_0_GT_RC_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIE A PRESIDIO DEGLI SCAVI.



2. **NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO**

Si veda in proposito l'elaborato "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si veda in proposito gli elaborati "PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01" e "PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02".

A seguito delle indagini chimiche specialistiche effettuate sull'acqua di falda è necessario prevedere una classe di esposizione XA2 per le opere di fondazione a contatto con il terreno.

Si precisa inoltre che si sono assunti i seguenti valori per la resistenza caratteristica a snervamento e di calcolo dell'acciaio da carpenteria.

ACCIAIO DA CARPENTERIA "CORTEN" S355J0W (ex 510C) e S355K2G1W (ex 510D)		
Spessore elemento	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
$t \leq 40$ mm	355.0	338.1
$t > 40$ mm	335.0	319.0

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'opera.

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc									Incidenza kg/mq
			Pali	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
	Viadotto su S.P. n. 43 Maestra Grande (Partecipanze)											
AVI05	Viadotto alla progr. 39+525	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	105	110	80		200	80				
AVI05	Viadotto alla progr. 39+525	PILA su Pali	115	100	95		200					
AVI05	Viadotto alla progr. 39+525	IMPALCATO ACCIAIO								220		300

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

Si rimanda alle informazioni fornite al punto 1.

5.2. APERTURA LIMITE FESSURE

Secondo quanto riportato al punto 3, viene determinata per ogni tipologia di getto in conglomerato cementizio armato la classe di esposizione: ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III delle NTC08, qualifica automaticamente la "Condizione ambientale".

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

Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo 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	$\leq w_1$

$$w_1 = 0.2 \text{ mm};$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm};$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Al fine di garantire una maggior attendibilità alla verifica in oggetto, si è proceduto anche alla verifica secondo il metodo diretto riportato nella stessa C.M. 617 del 2009.

5.3. DATI SISMICI

La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

- Longitudine: 11.30356°;
- Latitudine: 44.80179°;
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV $\rightarrow C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: D;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura: $q = 1$ (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08).

5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento "Relazione di verifiche geotecniche".

In particolare, ai fini del calcolo della spinta a riposo ed attiva si possono assumere i seguenti parametri:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ \text{ [M1]}$$

dove:

γ : peso specifico del terrapieno;

\varnothing : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno.

Per quanto riguarda i livelli di falda di calcolo si rimanda alla relazione geotecnica dell'opera.

Si veda elaborato specifico.

6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO E PILE

6.1. MODELLI DI CALCOLO

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazioni ad elementi finiti modimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "SAP2000" v. 15.0.1 della "Computers & Structures Inc.", Berkeley – California (USA). Per quanto riguarda l'analisi globale dell'opera, si sono realizzati due differenti modelli di calcolo al fine di analizzarne le fasi costruttive e d'esercizio. In particolare:

- Modello di calcolo "Fase 1". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase di getto della soletta di impalcato e pertanto schematizza come impalcato la sola struttura metallica soggetta al peso proprio ed al carico del peso della soletta fluida;
- Modello di calcolo "SLU". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase finale e pertanto schematizza come impalcato la struttura metallica con soletta in c.a. collaborante soggetta ai carichi permanenti portati, al ritiro, alle variazioni termiche, ai possibili cedimenti vincolari di pile o spalle, ai carichi mobili, al vento ed all'azione sismica. Il modulo elastico E del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo.

Per i modelli valgono i seguenti dettagli:

- L'impalcato è schematizzato con una serie di elementi "frames" che ne rappresentano le sezioni dei quattro cassoni metallici di cui si considera costituito e la loro suddivisione in conci. In sostanza si è considerato che la sezione trasversale, causa la geometria a rettangolo fortemente allungato a favore della larghezza, non si comporti come un unico cassone metallico, ma che si possa più correttamente individuare un comportamento di più cassoncini metallici adiacenti collegati tra loro dai traversi ipotizzati ad interasse di 3.50 m e superiormente dalla soletta in c.a.. La soletta è stata modellata tramite mesh di elementi finiti bidimensionali "areas" di tipo "thin shell"; ovviamente si è avuto cura di rispettare le reali differenze di quota tra piano medio della soletta e asse baricentrico dei cassoni metallici tramite apposite funzioni del programma ("insertion point");
- Per un tratto di lunghezza 2.0 m + 2.0 m a cavallo delle pile, nel modello "SLU" si sono annullate opportunamente le proprietà inerziali degli elementi finiti bidimensionali schematizzanti la soletta in direzione longitudinale (in termini membranali, flessionali e taglianti) per trascurare il contributo della soletta in c.a. ipotizzata fessurata in tali zone;
- Il vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è modellato rispettando la reale differenza di quota tra i nodi dovuta all'altezza dell'impalcato tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint"

constrains". Il vincolamento è modellato tramite due elementi di collegamento "link" di tipo elastico-lineare che schematizzano i due isolatori a scorrimento a superficie curva i cui valori di rigidezza orizzontale e indice di smorzamento viscoso equivalente sono costanti per tutti i modelli realizzati e sono pari ai valori riportati al punto 6.4;

- Le pile sono schematizzate con elementi "frames" verticali alla cui sommità si collegano gli isolatori sismici tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint constrains"; lo stesso dicasi per i il collegamento della base della pila con il plinto di fondazione. La sezione trasversale della pila è schematizzata come sezione circolare di diametro pari a 1.66 m (sostanzialmente pari al valor medio del raggio di sezione in sommità e di base);
- Il plinto di fondazione è schematizzato tramite un carico concentrato verticale assegnato per tener in considerazione del peso del plinto e della sua massa, mentre il collegamento plinto-pali e plinto-pila è modellato tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint constrains";
- I pali sono schematizzati tramite vincoli elastici assegnati al baricentro della sezione di estremità secondo quanto riportato in UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici" (Appendice C).

Per quanto attiene alle sezioni trasversali dell'impalcato implementate, valgono le proprietà geometrico-inerziali riportate nelle Figure seguenti e utilizzate nei calcoli di dimensionamento.

CONCIO NUM.	L (m)	TIPOLOGIA SEZ.	L PROGRESSIVA (m)	Peso (KN/m)	Peso (KN)
1	5.5	CONCIO CAMPATA	5.5	27.34	150.37
2	7.0	CONCIO CAMPATA	12.5	27.34	191.38
3	7.0	CONCIO CAMPATA	19.5	27.34	191.38
4	11.0	CONCIO PILA	30.5	34.98	384.78
5	7.0	CONCIO CAMPATA	37.5	27.34	191.38
6	7.0	CONCIO CAMPATA	44.5	27.34	191.38
7	11.0	CONCIO PILA	55.5	34.98	384.78
8	7.0	CONCIO CAMPATA	62.5	27.34	191.38
9	7.0	CONCIO CAMPATA	69.5	27.34	191.38
10	11.0	CONCIO PILA	80.5	34.98	384.78
11	7.0	CONCIO CAMPATA	87.5	27.34	191.38
12	7.0	CONCIO CAMPATA	94.5	27.34	191.38
13	11.0	CONCIO PILA	105.5	34.98	384.78
14	7.0	CONCIO CAMPATA	112.5	27.34	191.38
15	7.0	CONCIO CAMPATA	119.5	27.34	191.38
16	5.5	CONCIO CAMPATA	125.0	27.34	150.37

Ovviamente nel calcolo delle proprietà inerziali delle sezioni, si è considerato per le anime appartenenti a due cassoni adiacenti uno spessore pari a metà dello spessore totale dell'anima.

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	1.000	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	0.650	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	1.375	m
Spessore ali superiori $t_{f,sup}$	0.030	m
Spessore ala inferiore $t_{f,inf}$	0.025	m
Spessore anime t_w	0.023	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.1163434	m ²
Altezza baricentro da intradosso	0.516	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0204	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.0396525	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.0416732	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.04495	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.042203	m ³
Peso al m	9.13	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.0435	m ²

Concio metallico laterale in pila

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	1.000	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	0.300	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	2.400	m
Spessore ali superiori $t_{f,sup}$	0.040	m
Spessore ala inferiore $t_{f,inf}$	0.025	m
Spessore anime t_w	0.012	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.10644	m ²
Altezza baricentro da intradosso	0.332	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0184	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.0555128	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.0600356	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.029327	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.027571	m ³
Peso al m	8.36	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.0224	m ²

Concio metallico centrale in pila

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	1.000	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	0.650	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	1.375	m
Spessore ali superiori $t_{f,sup}$	0.022	m
Spessore ala inferiore $t_{f,inf}$	0.025	m
Spessore anime t_w	0.012	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.084894	m ²
Altezza baricentro da intradosso	0.468	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0166	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.0354517	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.0374535	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.032496	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.031153	m ³
Peso al m	6.66	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.0219	m ²

Concio metallico laterale in campata

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	1.000	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	0.300	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	2.400	m
Spessore ali superiori $t_{f, sup}$	0.030	m
Spessore ala inferiore $t_{f, inf}$	0.025	m
Spessore anime t_w	0.006	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	90.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.571	rad
Area sezione trasversale A	0.08934	m ²
Altezza baricentro da intradosso	0.270	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0146	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.0541326	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.0596564	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.02088	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.020021	m ³
Peso al m	7.01	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.0113	m ²

Concio metallico centrale in campata

Si precisa che ai fini della determinazione delle tensioni tangenziali dovute a torsione, l'area sottesa dalla linea media della sezione trasversale è sempre assunta pari 1.97 m².

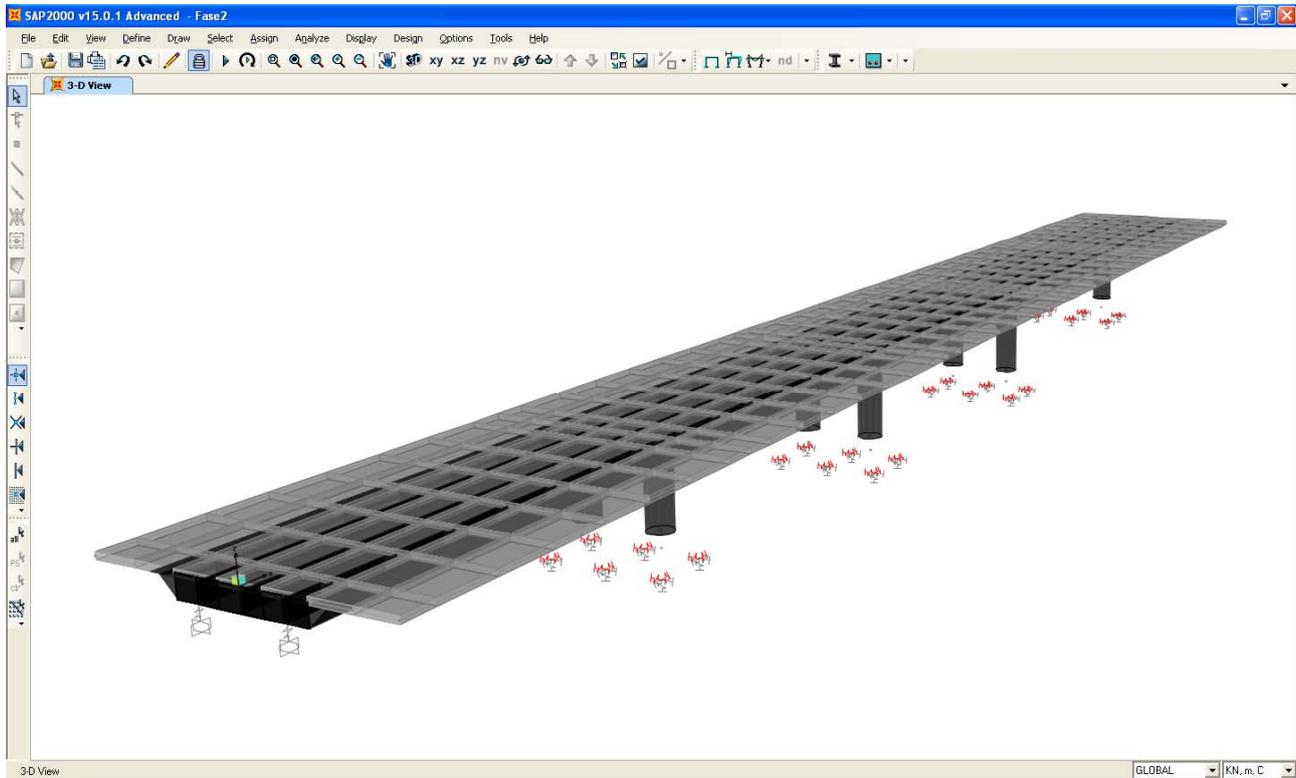


FIGURA 6-1: IMMAGINE DEL MODELLO DI CALCOLO “SLU”

6.2. ANALISI DEI CARICHI

Il dimensionamento della struttura è stato svolto in relazione ai carichi sotto riportati.

6.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP)

Il peso proprio delle strutture viene assegnato in maniera automatica dal programma di calcolo (in funzione della geometria degli elementi che le schematizzano) come carico uniformemente distribuito. In particolare si è assegnato un peso proprio pari a 10 KN agli elementi “link” schematizzanti gli isolatori sismici e un carico concentrato pari a 1290 KN ai due nodi baricentrici dei plinti di fondazione per ogni pila in modo da simulare il loro peso proprio e la loro massa.

6.2.2. Carichi permanenti portati (SP, SL)

I carichi permanenti portati sono stati assegnati come carico lineare sugli elementi finiti “frames” che schematizzano l’impalcato e come carichi.

Nel modello “Fase 1” è stato assegnato il peso della soletta gettata in opera pari a 8.75 KPa.

Nel modello “SLU” è stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale e dei cordoli di impalcato come carico uniformemente distribuito di superficie pari a 3.2 KPa, il peso dei guard-rail e della barriera laterale come carichi concentrati ai nodi di pertinenza degli elementi bidimensionali della soletta per un valore di 3.0 KN/m per la barriera e 3.0 KN/m per l’insieme dei due guard-rail.

6.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)

Il ritiro della soletta d’impalcato è stato considerato partendo dalle indicazioni riportate al punto 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 32.0$ MPa
- $\varepsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (16.35 \cdot 0.35) / (16.35 + 2 \cdot 0.35) = 672$ mm;
- $k_h = 0.7$;
- $\varepsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$
- $\varepsilon_{ca,\infty} = -0.000055$
- $\varepsilon_{cs,\infty} = -0.0003518$

Ipotizzando che il getto della soletta avvenga per fasi, in modo da realizzare porzioni di dimensioni sufficientemente ridotte di volume di getto, è ragionevole adottare un valore di progetto non superiore al 50% di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\varepsilon_{csd,\infty} = -0.000176.$$

Tale deformazione indotta dal ritiro va considerata agente nel lungo termine e pertanto associata ad un modulo elastico E del conglomerato cementizio che in prima analisi è possibile assumere pari ad 1/3 del modulo elastico istantaneo. Dal momento che nel modello “SLU” il modulo elastico E assegnato al

conglomerato cementizio è pari ad $\frac{1}{2}$ del modulo elastico E istantaneo, va da sé che il valore di deformazione dovuta al ritiro da assegnare nel modello di calcolo è pari a:

$$\varepsilon_{cs,c,\infty} = -0.000176/3*2 = -0.0001173.$$

Ai fini del calcolo, quindi, si è assunta una variazione termica equivalente pari a:

$$\Delta T_R = -12 \text{ °C}.$$

Tale variazione termica equivalente è stata assegnata agli elementi "areas" schematizzanti la soletta di impalcato.

6.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2)

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al Capitolo 6 della normativa EN 1991-1-5:2003 "Eurocodice 1: azioni sulle strutture. Parte 1-5: azioni generali – azioni termiche". In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_{MAX} = 45 \text{ °C}$;
- $T_{MIN} = -15 \text{ °C}$;
- $T_0 = 15 \text{ °C}$;
- Tipologia strutturale: 2.

Assumendo tali valori si ottengono le seguenti temperature

- $T_{e,max} = 49 \text{ °C}$;
- $T_{e,min} = -11 \text{ °C}$.

Da questi valori si ottengono le seguenti variazioni termiche uniformi applicate ai modelli di calcolo ai fini del dimensionamento degli isolatori e dei giunti

- $\Delta T_{N,con} = 15 - (-11) + 10 = 36 \text{ °C}$;
- $\Delta T_{N,exp} = 49 - 15 + 10 = 44 \text{ °C}$.

Per quanto riguarda le variazioni termiche applicate al modello ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, si è fatto riferimento all'approccio 2 per la determinazione della variazione della temperatura lungo l'impalcato:

- $\Delta T_{heating} = 10 \text{ °C}$;

- $\Delta T_{\text{cooling}} = -10 \text{ }^\circ\text{C}$.

Queste variazioni termiche applicate in soletta vanno combinate secondo quanto previsto al punto 6.1.4.4 della medesima normativa tecnica, ottenendo 4 differenti condizioni di carico termico applicate al modello di calcolo "SLU" e qui riassunte:

- $\Delta T = +21.9 \text{ }^\circ\text{C}$ soletta
 $\Delta T = +11.9 \text{ }^\circ\text{C}$ struttura metallica
- $\Delta T = -19.1 \text{ }^\circ\text{C}$ soletta
 $\Delta T = -9.1 \text{ }^\circ\text{C}$ struttura metallica
- $\Delta T = +41.5 \text{ }^\circ\text{C}$ soletta
 $\Delta T = +34 \text{ }^\circ\text{C}$ struttura metallica
- $\Delta T = -33.5 \text{ }^\circ\text{C}$ soletta
 $\Delta T = -26 \text{ }^\circ\text{C}$ struttura metallica.

Al fine di gestire in maniera più agevole i vari casi di variazione termica, si è proceduto a creare un unico involucro "TM" da considerare poi nelle varie combinazioni di carico di progetto.

6.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)

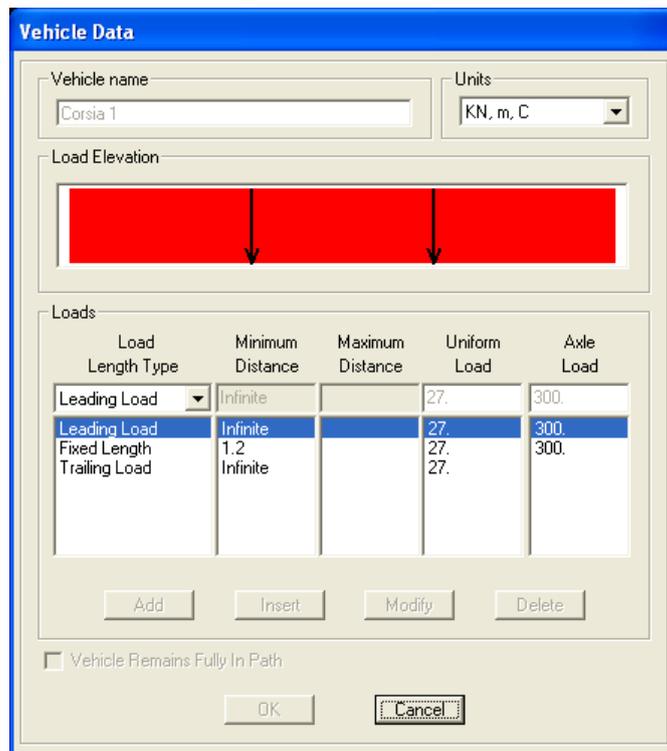
Ai fini del calcolo degli effetti delle distorsioni, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm per quanto attiene alle spalle e pari a 10 mm per quanto attiene alle pile. Le sollecitazioni in termini di momenti flettenti agenti sull'impalcato dovuti a tali cedimenti vincolari ridotte: poiché la loro incidenza percentuale in riferimento alle massime sollecitazioni agenti in condizione statica (SLU) risulta bassa, i cedimenti in oggetto possono essere trascurati.

6.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)

Dal momento che la condizione dimensionante per le sottostrutture è quella sismica, condizione per cui le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi, si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

6.2.7. Carichi mobili (ML)

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previsti per i ponti stradali indicati la punto 5.1.3.3.3 delle NTC08. Data la larghezza della carreggiata si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1 e si è aggiunto un carico distribuito pari a 2.50 KPa sulla porzione rimanente. I carichi mobili così definiti “Vehicles Class” sono stati assegnati a corsie di carico definite a priori e posizionate secondo la massima eccentricità rispetto all’asse dell’opera (corsie accatastate da un lato dell’impalcato). Si è poi eseguita l’analisi di tipo “Moving Load” in base alla quale il programma di calcolo determina di volta in volta l’effetto più gravoso (sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari) che le varie configurazioni di carichi mobili provocano sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo “SLU” secondo la teoria delle linee di influenza.



Vehicle Data

Vehicle name: Corsia 2 Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	200.
Leading Load	Infinite		7.5	200.
Fixed Length	1.2		7.5	200.
Trailing Load	Infinite		7.5	

Vehicle Remains Fully In Path

Vehicle Data

Vehicle name: Corsia 3 Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		7.5	100.
Leading Load	Infinite		7.5	100.
Fixed Length	1.2		7.5	100.
Trailing Load	Infinite		7.5	

Vehicle Remains Fully In Path

Vehicle Data

Vehicle name: Units:

Load Elevation: 

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Trailing Load	Infinite		15.	
Trailing Load	Infinite		15.	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

6.2.8. Azione di frenatura (FR)

L'azione di frenatura indotta dai veicoli è stata considerata in base alle indicazioni previste per i ponti stradali indicate al punto 5.1.3.5 delle NTC08. Data la lunghezza dell'impalcato si ha:

$$F_{FR} = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 125 = 697.5 \text{ KN.}$$

Considerando che ai sensi di quanto indicato nella Tabella 5.1.IV riportata nelle NTC08 l'azione di frenatura va considerata solo in combinazione con il valore frequente dei carichi mobili verticali (pari al 75% del loro valore caratteristico), che per il dimensionamento dell'impalcato risultano vincolanti i carichi verticali e che ai fini del dimensionamento delle sottostrutture è l'azione sismica ad essere vincolante (azione che non viene combinata con l'azione dei veicoli e della frenatura), l'azione della frenatura verrà trascurata nei dimensionamenti degli elementi strutturali. S'intende che gli isolatori sismici hanno il compito di assorbire l'azione della frenatura (combinata opportunamente con l'azione del vento trasversale).

6.2.9. Azione del vento (VN)

L'azione del vento è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC08 assumendo i seguenti parametri di base:

- Zona 2: $v_{b,0}=25$ m/s;
- $a_s < 750$ m;
- Classe di rugosità del terreno: D;
- Categoria di esposizione II;
- Coefficiente di esposizione $C_e=2.62$;
- Coefficiente di forma $C_p=1.40$;

$$q_v = 1.50 \text{ KPa.}$$

Per quanto riguarda la modellazione, il vento è stato assegnato come forza per unità di lunghezza agente in direzione trasversale all'opera (direzione Y). Il calcolo dell'intensità di detta forza è eseguito assumendo una superficie di impatto del vento di altezza pari alla somma tra l'altezza della trave metallica, l'altezza della soletta, altezza della pavimentazione stradale (assunta pari a 10 cm) e l'altezza della barriera (assunta pari a 4.0 m).

6.2.10. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)

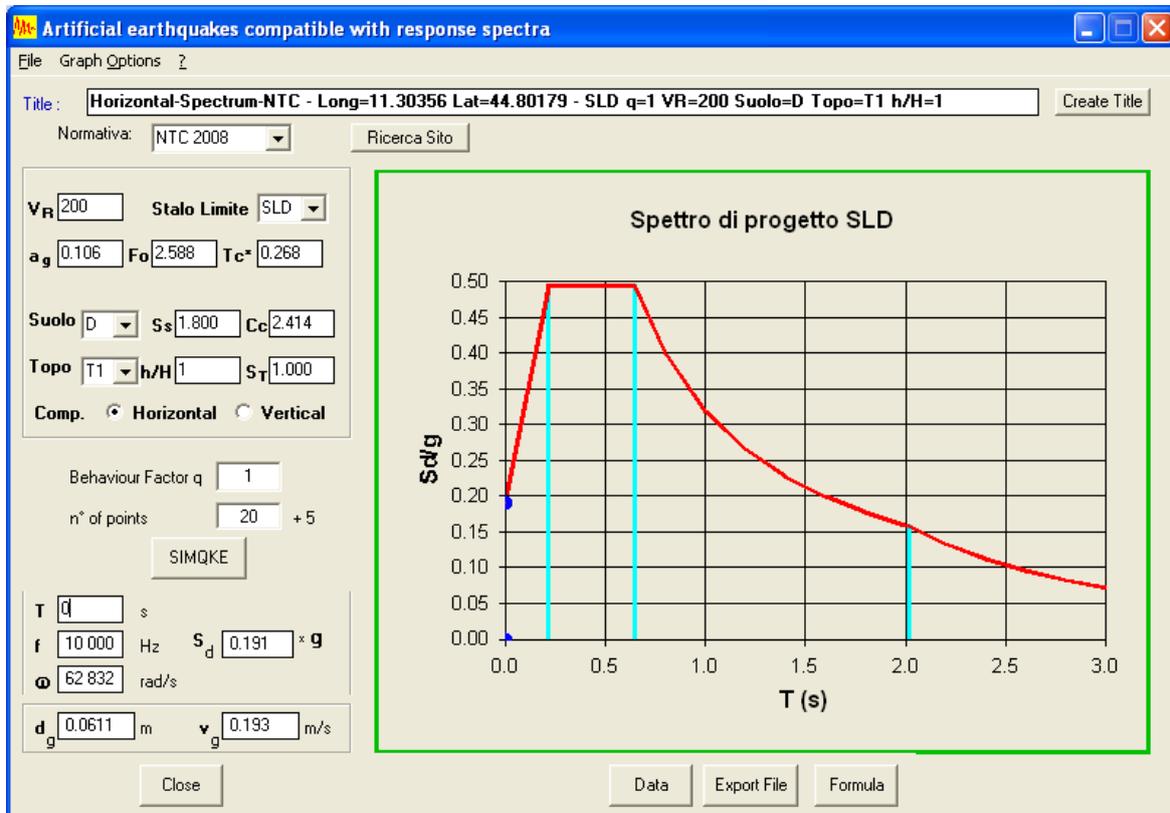
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori a scorrimento a superficie curva (Friction Pendulum Isolators), inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08 (si veda per maggiori informazioni il punto 6.4). Tale sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le indicazioni del punto 7.10.5.2 delle NTC08; pertanto si è adottata l'analisi lineare dinamica (analisi con spettro di risposta) come metodologia di analisi sismica.

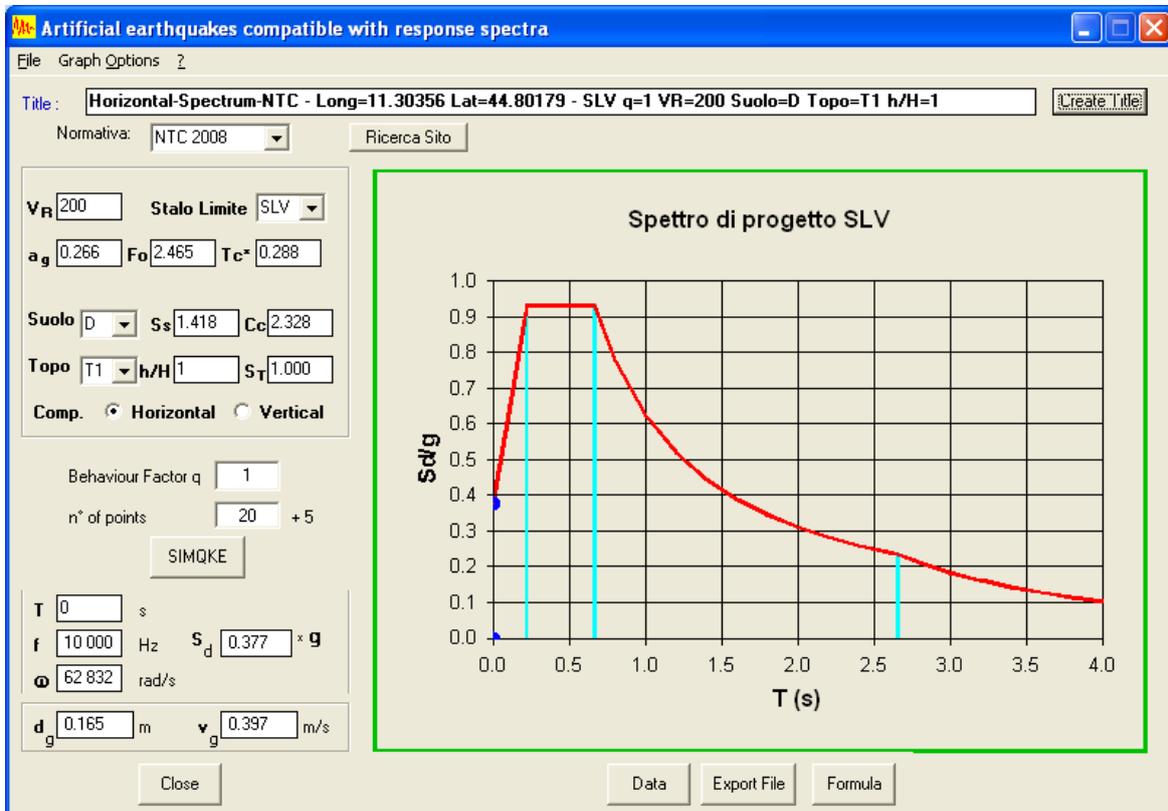
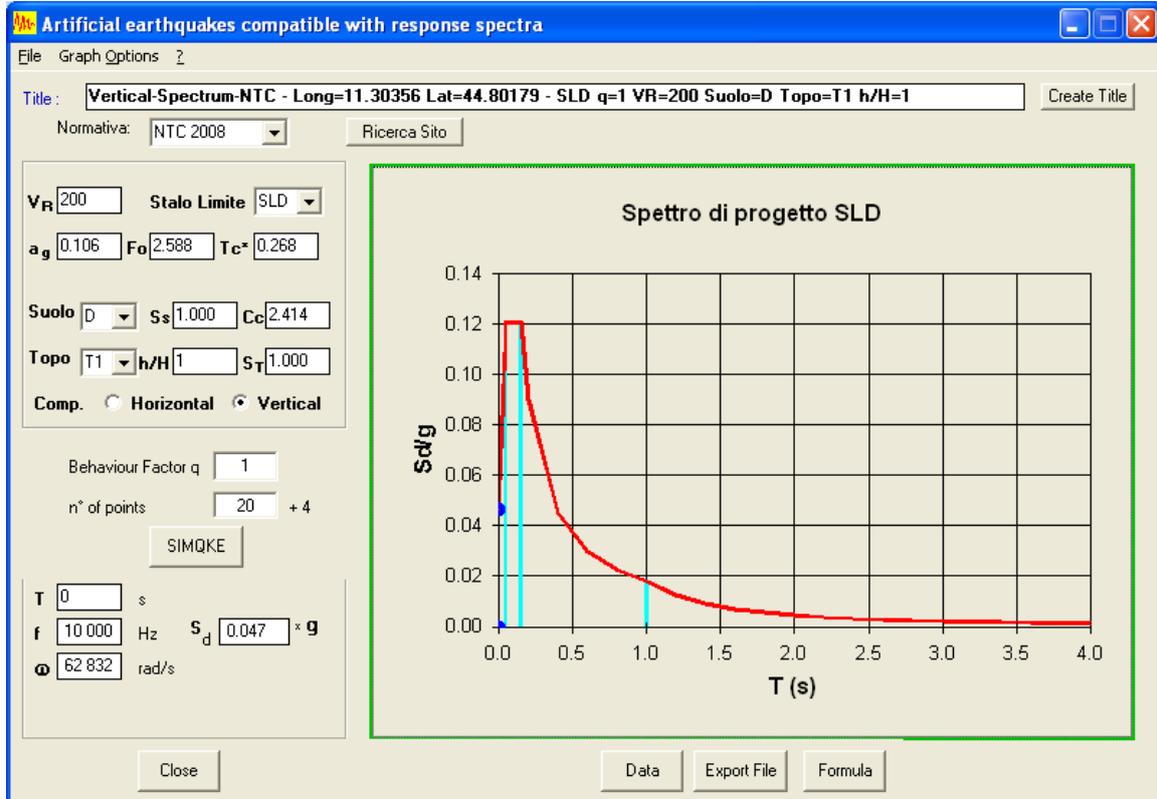
La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

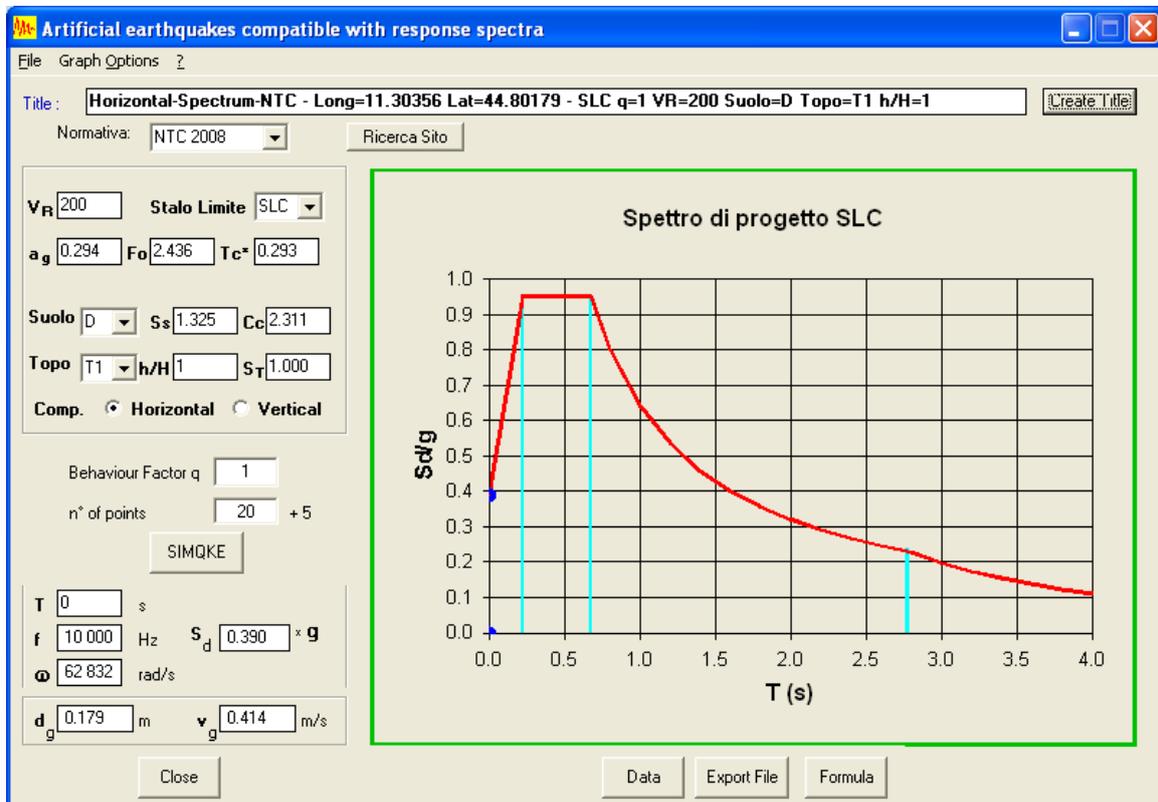
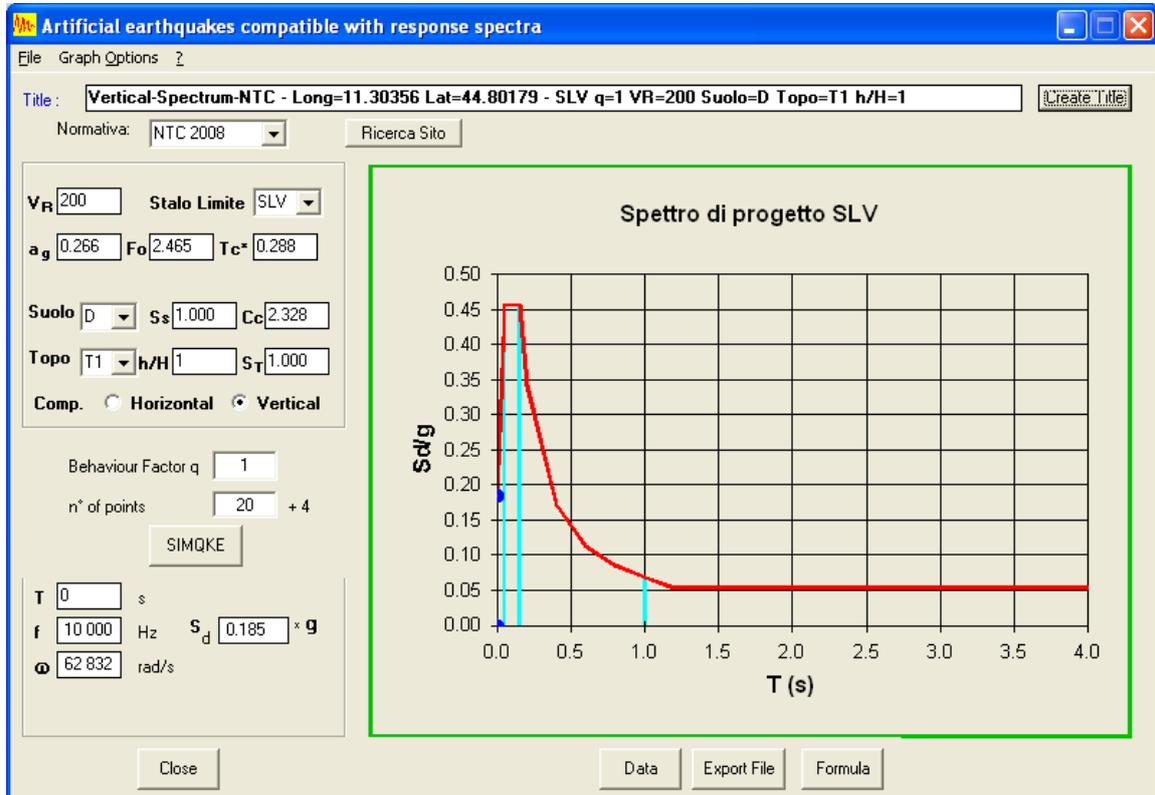
- Longitudine: 11.30356° ;
- Latitudine: 44.80179° ;
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV $\rightarrow C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;

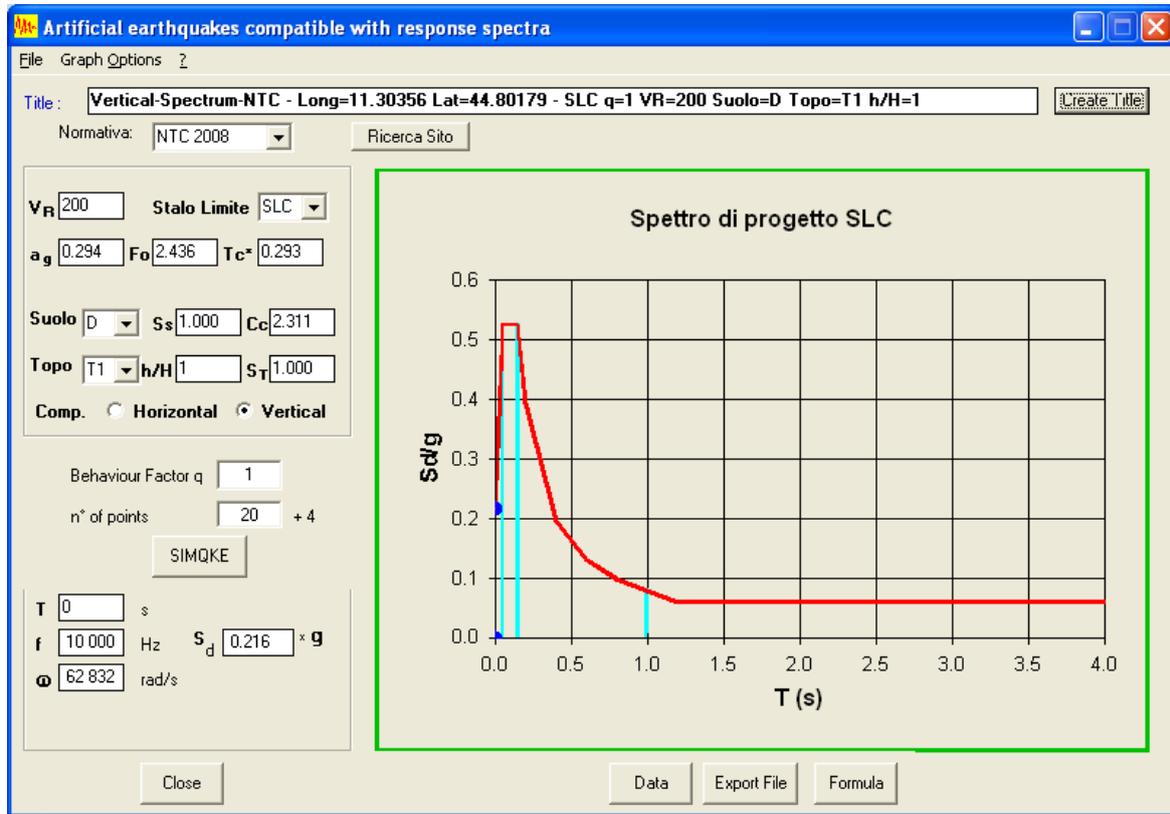
- Categoria di sottosuolo: D;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura: $q = 1$ (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- Indice di smorzamento viscoso equivalente: $\xi = 0.05$ (si veda il punto 6.4).

Si ottengono i parametri riassunti nella schermata seguente.









6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le combinazioni di carico da implementare per le verifiche di resistenza allo SLU e le verifiche allo SLE in condizioni statiche e sismiche sono riportate sotto, mentre i coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nelle Tabelle seguenti.

Combinazioni SLU-SLE

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Combinazione SLD-SLV-SLC

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$$

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

SLU-FASE 1	1	2																	
PP	1.35	1.00																	
SL	1.35	1.00																	
CR	1.35	1.00																	
SLU-FASE 2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	
TM	0.00	0.72	0.00	0.72	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.72	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
ML	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.01	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	0.00	
VN	0.00	0.00	0.90	0.90	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.90	1.50	1.50	1.50	
SLV - FASE 2	1	2	3	4	5	6													
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
SLV-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30													
SLV-y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30													
SLV-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00													
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50													
SLC - FASE 2	1	2	3	4	5	6													
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
SLC-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30													
SLC-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30													
SLC-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00													
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50													
SLE-FASE 1	1																		
PP	1.00																		
SL	1.00																		
CR	1.00																		
SLE FASE 2-FR	1	2	3	4	5														
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00														
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00														
TM	0.00	0.50	0.60	0.00	0.50														
ML	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00														
VN	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20														
SLE FASE 2-QP	1	2																	
SP	1.00	1.00																	
RT	1.00	1.00																	
TMP	0.00	0.50																	
ML	0.00	0.00																	
VN	0.00	0.00																	
SLD- FASE 2	1	2	3	4	5	6													
SP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
RT	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00													
SLD-X	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30													
SLD-Y	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30													
SLD-Z	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00													
TM	0.00	0.00	0.00	0.50	0.50	0.50													

Va segnalato che nel caso di combinazioni contenenti analisi a spettro di risposta il programma di calcolo utilizzato provvede alla restituzione del valore massimo e minimo per ogni grandezza in output (per questo motivo, ad esempio, la combinazione $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$ fornisce i medesimi risultati numerici della combinazione $-Ex - 0.3Ey - 0.3Ez$ che diviene, pertanto, inutile).

6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

La tabella seguente riporta la tipologia di analisi eseguita per ognuno dei casi di carico indagati.

CASO DI ANALISI	TIPOLOGIA
PP	STATICA LINEARE
SL	STATICA LINEARE
CR	STATICA LINEARE
SP	STATICA LINEARE
RT	STATICA LINEARE
TMP 1	STATICA LINEARE
TMP 2	STATICA LINEARE
TMN 1	STATICA LINEARE
TMN 2	STATICA LINEARE
ML	STATICA LINEARE
VN	STATICA LINEARE
SLD-X	DINAMICA LINEARE
SLD-Y	DINAMICA LINEARE
SLD-Z	DINAMICA LINEARE
SLV-X	DINAMICA LINEARE
SLV-Y	DINAMICA LINEARE
SLV-Z	DINAMICA LINEARE
SLC-X	DINAMICA LINEARE
SLC-Y	DINAMICA LINEARE
SLC-Z	DINAMICA LINEARE

Per quanto attiene alle analisi in condizione sismica è opportuno approfondire tramite le seguenti informazioni. Il sistema di isolamento previsto è modellabile come “lineare equivalente” ai sensi del punto 7.10.5.2 delle NTC08 e presenta le caratteristiche dinamiche, ai fini del calcolo, di seguito riassunte.

ISOLATORI SINGOLI PILA		ISOLATORE SINGOLI SPALLA	
R	3700 mm	R	3700 mm
m	0.065 -	m	0.065 -
X	280 mm	X	280 mm
N	3040 KN	N	1160 KN
K_{esi}	1527.3 KN/m	K_{esi}	582.8 KN/m
ξ_{esi}	0.294 -	ξ_{esi}	0.294 -

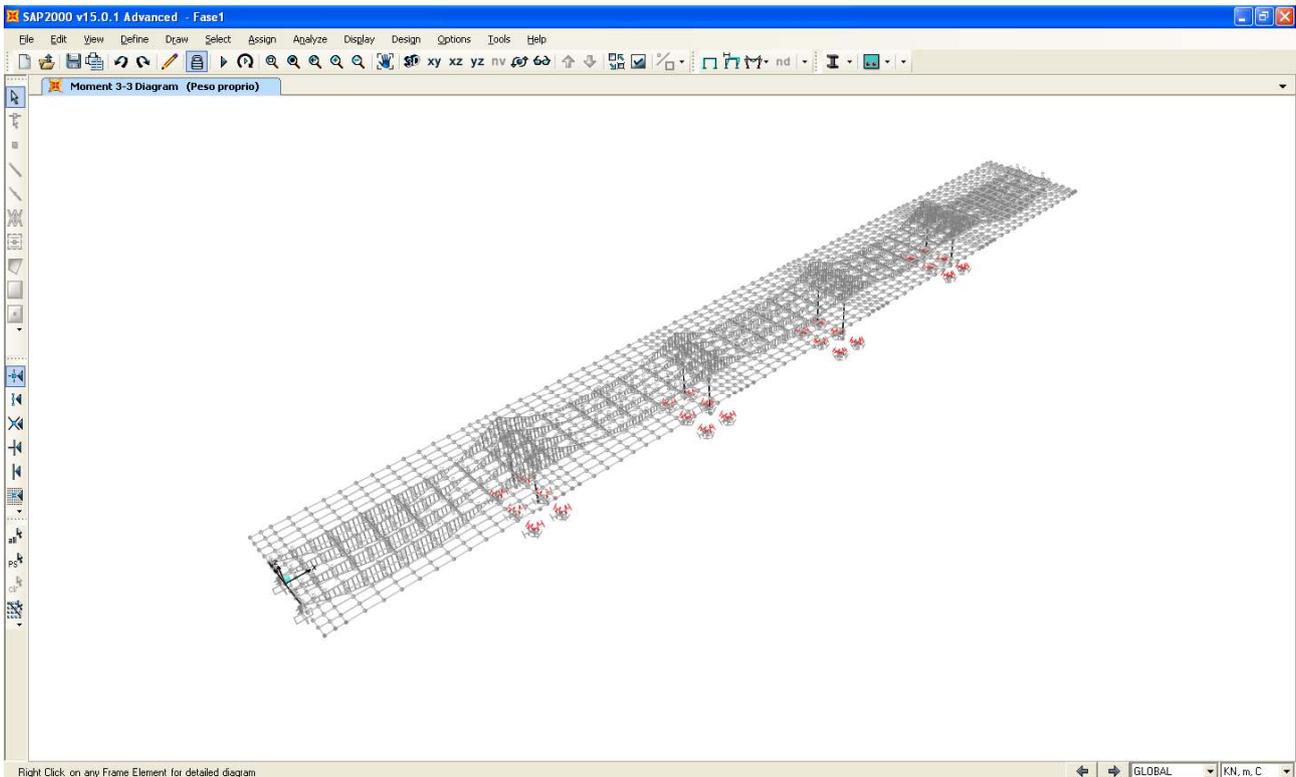
Dal momento che la rigidezza del sistema di isolamento K_{esi} e l'indice di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} dipendono dal massimo spostamento di progetto (SLC), è stata applicata una procedura iterativa accertandosi il rispetto di quanto previsto al punto 7.10.5.2 delle NTC08. Le analisi svolte sono di tipo

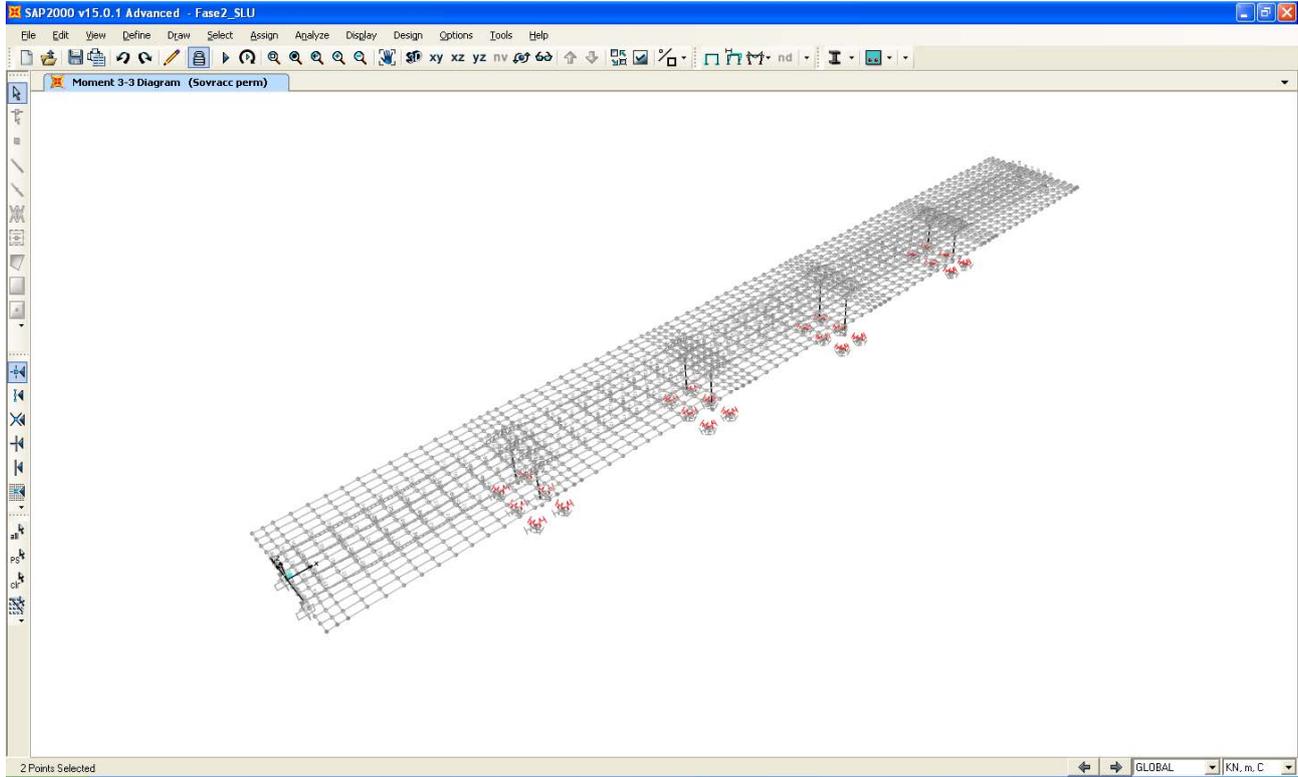
“dinamiche lineari” con spettro di risposta e la riduzione delle forme spettrali in funzione di ξ_{esi} è stata considerata direttamente dal programma di calcolo utilizzato per i primi modi di vibrare orizzontali; per i modi rimanenti si sono considerati gli spettri di risposta elastici definiti per un indice di smorzamento viscoso equivalente standard pari al 5%.

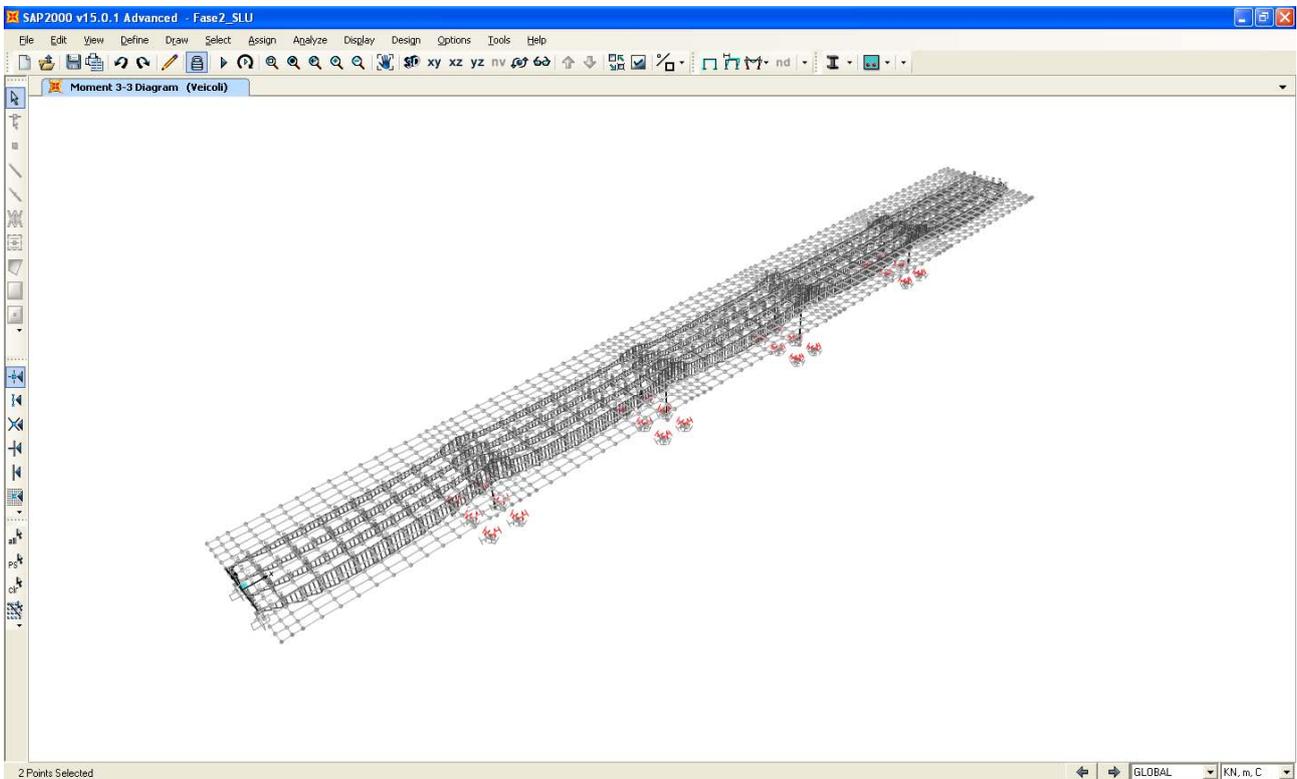
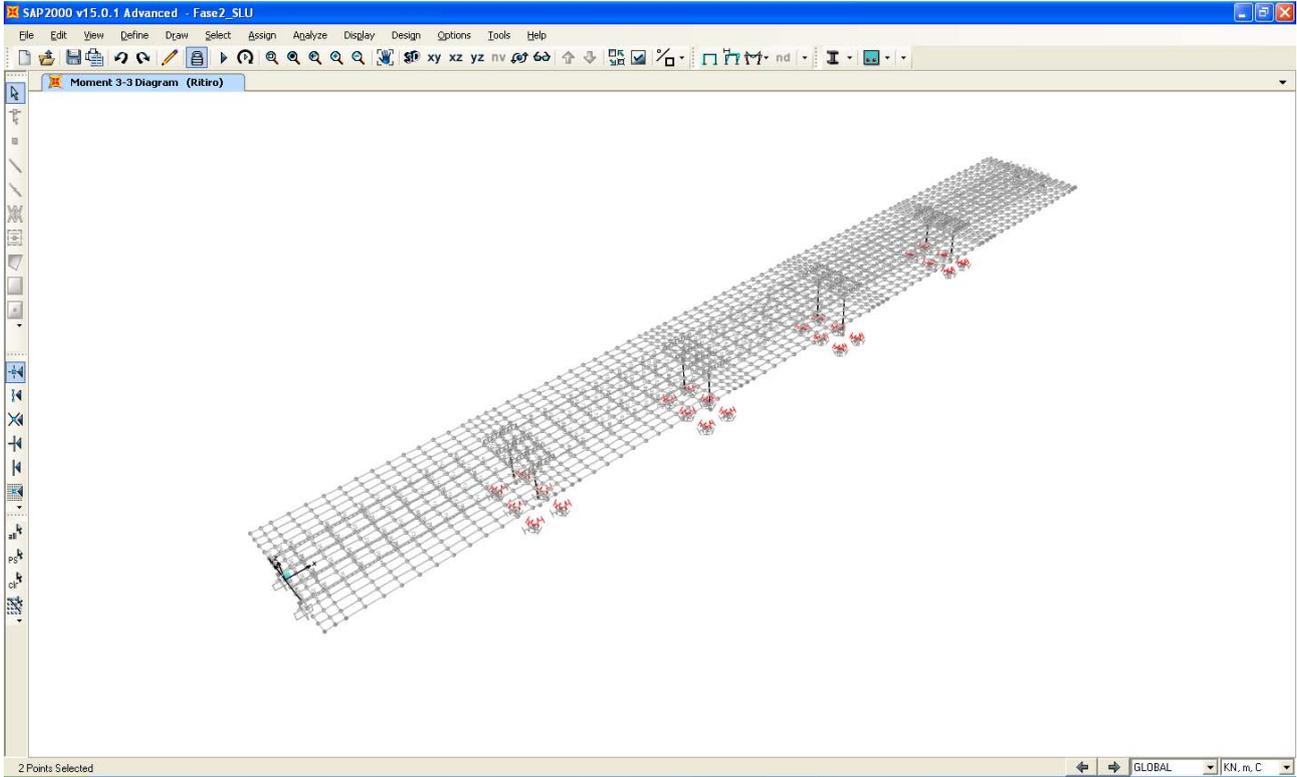
Va precisato che al fine di poter modellare in maniera elastica equivalente il comportamento del sistema di isolamento si è limitato in tutte le analisi di tipo sismico (SLC, SLV e SLD) il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente al valore di $\xi_{esi} = 0.20$ (per valori superiori, infatti, potrebbe risultare non soddisfatta la prima condizione riportata dalle NTC08 al punto 7.10.5.2)

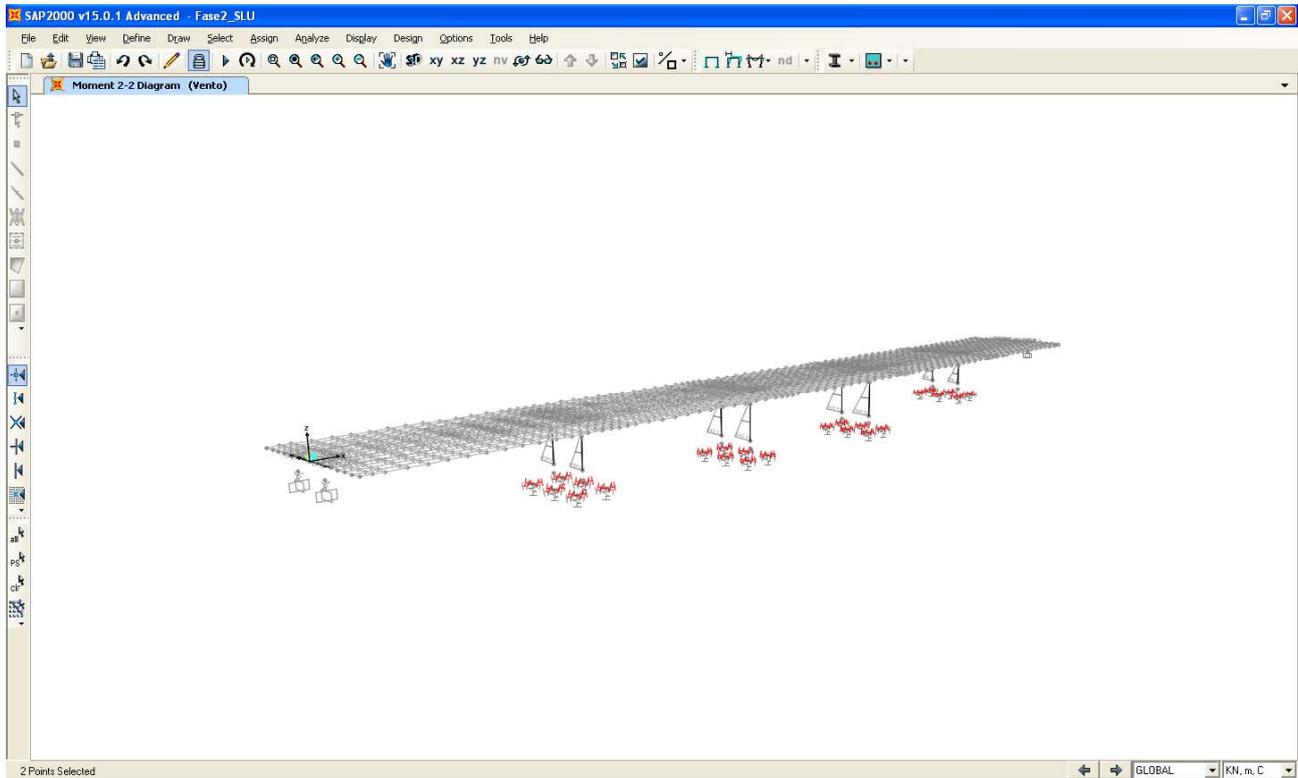
6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni

In quanto segue si riportano le Figure estratte dal programma di calcolo SAP2000 che mostrano l'andamento delle sollecitazioni flessionali dell'impalcato in riferimento ai vari casi di analisi indagati.



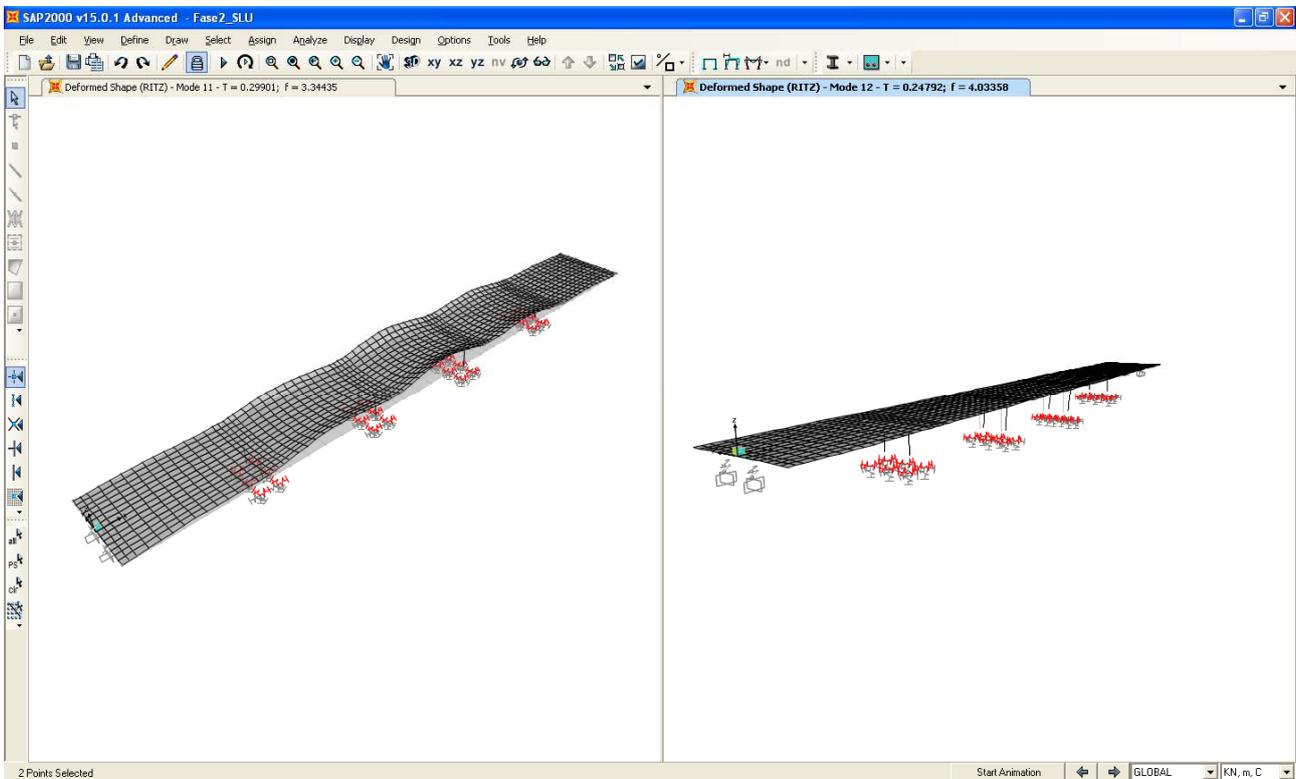
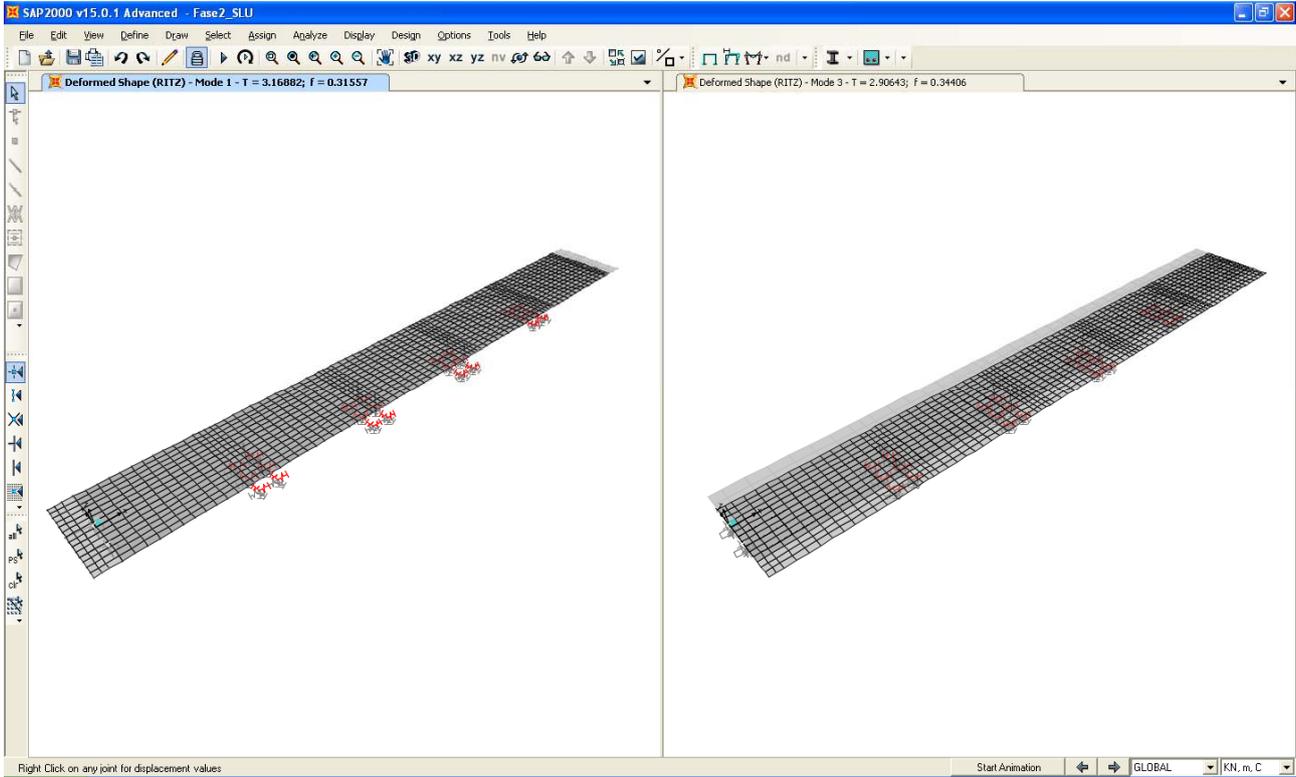






6.4.2. Analisi modale dell'opera

L'analisi modale dell'opera è stata eseguita tramite algoritmo di "Ritz" assegnando come vettore iniziale dei carichi le accelerazioni orizzontali in direzione longitudinale e trasversale ed in direzione verticale. Di seguito si riportano le deformate modali dei modi di vibrare significativi in termini di massa attivata e la tabella riportante la percentuale di massa attivata per ogni singolo modo.



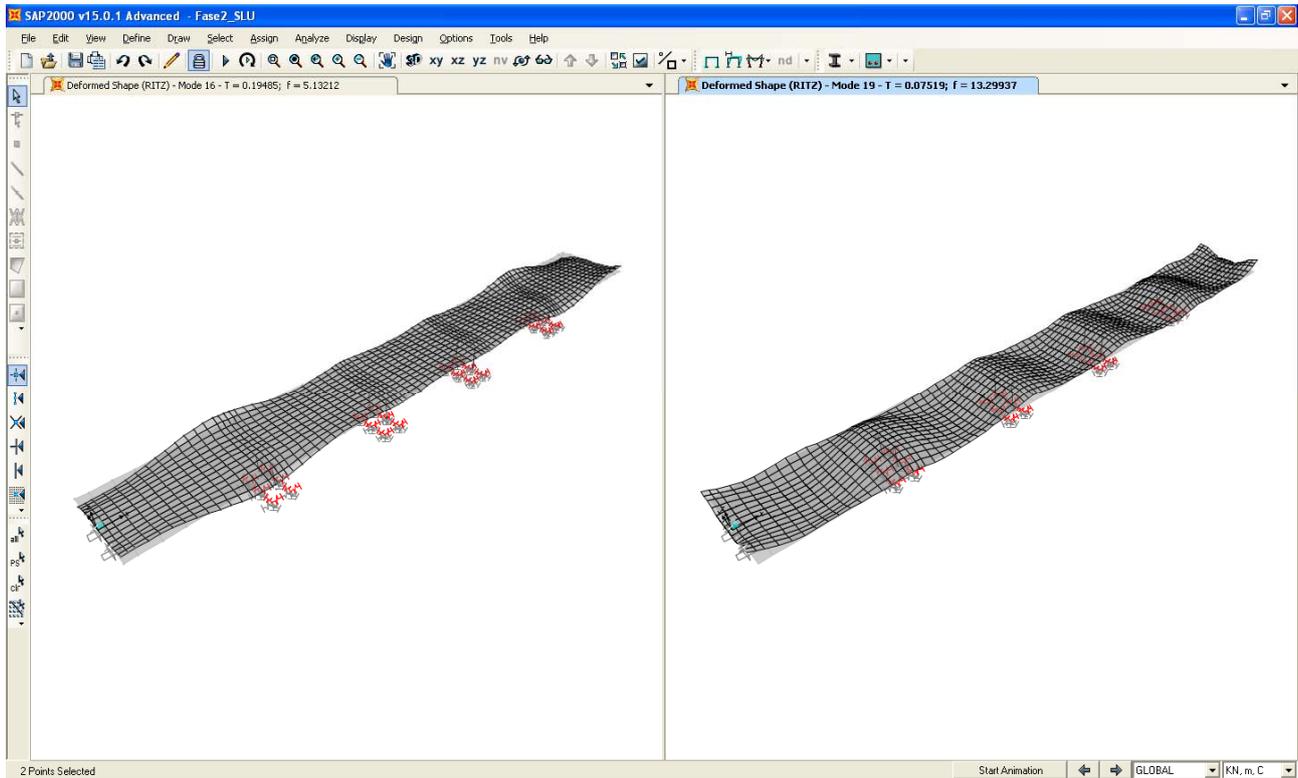


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
RITZ	Mode	1	3.17	0.72	0.00	0.00	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RITZ	Mode	2	2.95	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00	0.18
RITZ	Mode	3	2.91	0.00	0.71	0.00	0.72	0.71	0.00	0.00	0.00	0.55	0.00	0.00	0.73
RITZ	Mode	4	0.62	0.00	0.00	0.00	0.72	0.71	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.00	0.73
RITZ	Mode	5	0.43	0.00	0.00	0.00	0.72	0.71	0.00	0.09	0.00	0.00	0.10	0.00	0.73
RITZ	Mode	6	0.40	0.00	0.00	0.00	0.72	0.71	0.00	0.05	0.00	0.00	0.15	0.00	0.73
RITZ	Mode	7	0.38	0.00	0.00	0.00	0.72	0.71	0.00	0.40	0.00	0.00	0.54	0.00	0.74
RITZ	Mode	8	0.36	0.00	0.00	0.04	0.72	0.71	0.04	0.00	0.03	0.00	0.54	0.03	0.74
RITZ	Mode	9	0.36	0.00	0.00	0.00	0.72	0.71	0.04	0.00	0.07	0.00	0.54	0.10	0.74
RITZ	Mode	10	0.32	0.00	0.00	0.10	0.72	0.71	0.14	0.00	0.08	0.00	0.54	0.18	0.74
RITZ	Mode	11	0.30	0.00	0.00	0.39	0.72	0.71	0.53	0.00	0.30	0.00	0.54	0.48	0.74
RITZ	Mode	12	0.25	0.12	0.00	0.00	0.84	0.71	0.53	0.00	0.00	0.00	0.54	0.48	0.74
RITZ	Mode	13	0.24	0.15	0.00	0.00	0.99	0.71	0.53	0.00	0.00	0.00	0.54	0.48	0.74
RITZ	Mode	14	0.22	0.00	0.00	0.00	1.00	0.71	0.53	0.00	0.00	0.00	0.54	0.48	0.74
RITZ	Mode	15	0.21	0.00	0.02	0.00	1.00	0.73	0.53	0.06	0.00	0.01	0.60	0.48	0.75
RITZ	Mode	16	0.19	0.00	0.26	0.00	1.00	1.00	0.53	0.33	0.00	0.21	0.93	0.48	0.95
RITZ	Mode	17	0.15	0.00	0.00	0.19	1.00	1.00	0.72	0.00	0.15	0.00	0.93	0.63	0.95
RITZ	Mode	18	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.72	0.05	0.00	0.00	0.99	0.63	0.96
RITZ	Mode	19	0.08	0.00	0.00	0.25	1.00	1.00	0.97	0.00	0.19	0.00	0.99	0.82	0.96
RITZ	Mode	20	0.06	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.97	0.00	0.00	0.00	0.99	0.82	0.96

6.5. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza e di stabilità (ove vincolanti) degli elementi strutturali sono state condotte operando con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in conformità a quanto previsto dalle NTC08.

Le verifiche a fessurazione (SLE) negli elementi in c.a. sono state condotte sia con il metodo indiretto tabellare di cui alla C.M. n.617 del 020/2/2009, sia con il metodo diretto ed in base alle classi di esposizione dei vari elementi definite nel capitolo sui materiali. Si trascura la verifica a fessurazione della soletta in direzione longitudinale in quanto non dimensionante ai fini di una progettazione definitiva.

Le verifiche a fatica e le verifiche alle tensioni in esercizio degli elementi metallici e in c.a. sono state trascurate in quanto non dimensionanti ai fini di una progettazione definitiva (per gli elementi metallici sono generalmente vincolanti le verifiche di resistenza/instabilità/deformabilità e per quelli in c.a. la verifica a fessurazione).

6.5.1. Dimensionamento soletta d'impalcato

La soletta di impalcato ha funzionamento principalmente in direzione trasversale: in virtù delle luci piuttosto ridotte e vista la fase progettuale definitiva, si ritiene ragionevole trascurare calcoli specifici di dimensionamento.

6.5.2. Dimensionamento travi metalliche

6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione metallica costituente l'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC08 e cioè limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali (f_{cd} e f_{yd}). Come già indicato, il contributo della soletta in c.a. è stato trascurato (anche ai fini delle verifiche sezionali) per i conci in asse pila; in tali conci si è considerata agente l'armatura in soletta.

L'azione tagliante verticale si è considerata uniformemente distribuita sulle anime di ogni cassone, mentre per la determinazione delle tensioni tangenziali dovute alla torsione si è fatto riferimento alla formulazione di "Bredt" per sezioni sottili chiuse.

Per quanto riguarda la combinazione delle tensioni normali e tangenziali si è utilizzato il metodo elastico di "Von Mises" riportato nell'espressione 4.2.5 delle NTC08.

Il calcolo è stato svolto differenziando le sollecitazioni allo SLU dovute al modello di calcolo "fase 1" da quelle dovute al modello di calcolo "SLU" e, operando in campo elastico e lineare, si è eseguita a valle la somma delle tensioni (le condizioni sismiche non sono dimensionanti per l'impalcato).

In seguito si riportano le Tabelle inerenti i calcoli svolti per la sezioni indagate. Valgono le seguenti indicazioni:

- P, V2, T e M3 indicano rispettivamente l'azione assiale (positiva se di trazione), il taglio verticale, il momento torcente e il momento flettente agente attorno all'asse d'inerzia orizzontale;
- Si riportano le sollecitazioni per l'unica combinazione di carico "ENV-SLU" definita come l'involuppo tra tutte le combinazioni di carico allo SLU;
- w1, w2, w3, w4, w5, A_{inf}, A_{sup} indicano rispettivamente l'intradosso delle travi metalliche, l'estradosso delle piattabande inferiori, l'intradosso delle piattabande superiori, l'estradosso delle piattabande superiori, l'estradosso della soletta in c.a., l'armatura inferiore in soletta e l'armatura superiore in soletta;
- τ , τ_V indicano la tensione tangenziale dovuta al taglio e τ_T la tensione tangenziale dovuta alla torsione calcolata unicamente per l'anima (è solo in anima che si combinano le tensioni normali a quelle tangenziali dovute al taglio, per cui la tensione tangenziale dovuta alla torsione è trascurabile negli elementi rimanenti);
- La tensione ideale è calcolata solo alla fibra 2 e alla fibra 3 secondo le ipotesi già dette sulla distribuzione dell'azione di taglio;
- Con "Fase 2" si intendono le sollecitazioni (e tensioni) determinante con il modello "SLU" e si fissano a 1.0 eventuali coefficienti moltiplicativi del momento flettente M3 (la riduzione del momento flettente in pila è automaticamente considerata in fase di analisi dal modello di calcolo in quanto si è opportunamente trascurata la soletta in termini di rigidezza flessionale);
- Le tensioni sono indicate in MPa.

Concio PILA LATERALE

"Fase 1" - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	1.1	881.3	143.6	61.7	198.4	-1341.1
MIN	0.4	-879.6	-140.8	-61.8	-74.6	-4184.9

"Fase 1" - tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-33.8	-32.2	93.1	99.2	0.0	20.3	104.9	97.9	MAX
-105.5	-100.4	29.8	31.8	0.0	-20.2	37.2	35.2	MIN

“SLU” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	918.9	2083.6	1639.3	1020.8	2235.3	2938.8	2938.8
MIN	-1033.8	-2084.1	-1639.3	-1020.2	-1752.5	-5449.4	-5449.4

“SLU” - tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _T	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clc	w5	Ainf	Asup				w2	w3
74.1	70.5	121.2	129.1	-3.1	-3.1	150.4	110.7	7.9	47.9	11.3	164.6	142.9
-137.4	-130.8	-65.4	-69.6	-5.4	-5.4	89.0	65.5	-8.9	-47.9	-11.3	53.1	36.8

Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _T	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clc	w5	Ainf	Asup				w2	w3
36.4	34.6	214.2	228.2	-3.1	-3.1	150.4	110.7	7.9	68.2	11.3	267.7	238.2
-242.9	-231.1	-32.1	-34.2	-5.4	-5.4	89.0	65.5	-8.9	-68.2	-11.3	21.3	17.9

Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali.

Concio PILA CENTRALE

“Fase 1” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	-0.2	867.5	299.9	2.1	570.1	-1092.6
MIN	-2.0	-877.0	-301.1	-2.1	-566.1	-3789.4

“Fase 1” – tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-19.7	-18.2	129.2	137.4	0.0	38.7	92.4	145.6	MAX
-68.3	-63.1	37.3	39.6	0.0	-39.1	40.3	52.9	MIN

“SLU” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	722.5	1288.8	822.0	508.5	1074.8	2146.7	2146.7
MIN	-1327.0	-1289.2	-822.3	-508.0	-2004.6	-3943.6	-3943.6

“SLU” – tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _t	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clis	w5	Ainf	Asup				w2	w3
38.7	35.8	134.5	143.0	-3.8	-3.8	160.2	128.3	6.8	57.4	10.8	126.3	157.7
-71.0	-65.7	-73.2	-77.9	-6.0	-6.0	79.9	64.0	-12.5	-57.5	-10.7	28.0	44.9

Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _t	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clis	w5	Ainf	Asup				w2	w3
16.1	14.9	263.6	280.4	-3.8	-3.8	160.2	128.3	6.8	96.1	10.8	218.5	301.8
-139.2	-128.8	-30.6	-32.5	-6.0	-6.0	79.9	64.0	-12.5	-96.4	-10.7	22.7	20.0

Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali.

Concio CAMPATA LATERALE

“Fase 1” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	6.1	364.8	37.9	96.9	95.5	3052.8
MIN	4.0	-339.7	-42.4	-96.8	-21.6	486.8

“Fase 1” – tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
86.1	81.5	-15.0	-15.6	0.1	16.6	82.0	94.2	MAX
13.7	13.0	-93.9	-98.0	0.0	-15.5	19.1	20.5	MIN

“SLU” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	6142.2	1217.6	1308.6	1359.6	2369.4	3759.0	3759.0
MIN	-2330.4	-1217.8	-1308.8	-1358.8	-707.4	-378.2	-378.2

“SLU” – tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _t	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clis	w5	Ainf	Asup				w2	w3
106.0	100.4	11.6	12.1	-0.1	-0.1	14.0	10.8	72.3	55.6	30.0	204.6	130.2
-10.7	-10.1	-115.6	-120.6	-9.3	-9.5	1.4	1.1	-27.5	-55.6	-30.0	59.0	59.7

Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _t	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clis	w5	Ainf	Asup				w2	w3
191.9	181.7	-3.4	-3.5	-0.1	-0.1	14.0	10.8	72.4	72.2	30.0	278.3	192.6
3.1	2.9	-209.3	-218.4	-9.3	-9.5	1.4	1.1	-27.4	-71.1	-30.0	46.0	66.8

Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali.

Concio CAMPATA CENTRALE

“Fase 1” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	-3.9	271.7	17.4	5.7	90.2	2981.1
MIN	-7.0	-319.6	-17.9	-5.7	-108.0	392.3

“Fase 1” - tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
55.1	50.0	-18.8	-19.6	0.0	24.0	54.6	142.8	MAX
7.2	6.6	-142.8	-148.9	-0.1	-28.2	12.1	27.5	MIN

“SLU” – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	4029.0	835.0	503.2	677.0	1356.5	2193.2	2193.2
MIN	-1735.8	-835.1	-503.3	-676.7	-455.4	-178.4	-178.4

“SLU” - tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N	τ_v	τ_t	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clis	w5	Ainf	Asup				w2	w3
40.5	36.8	8.5	8.9	0.0	0.0	9.9	8.2	45.1	73.6	28.6	142.3	140.4
-3.3	-3.0	-105.0	-109.5	-8.4	-8.5	0.2	0.1	-19.4	-73.6	-28.6	15.9	18.5

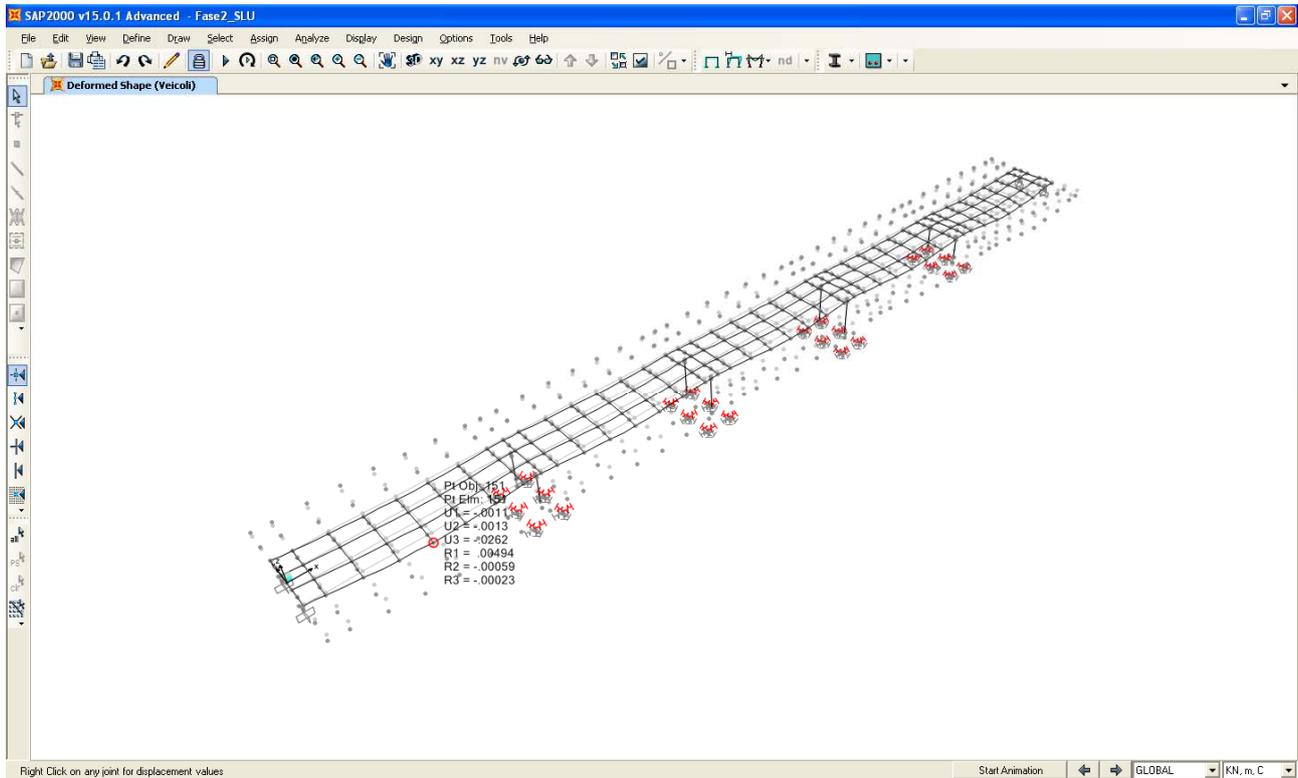
Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ_v	τ_t	σ ideale	
w1	w2	w3	w4-acc	w4-clis	w5	Ainf	Asup				w2	w3
94.2	85.5	-10.3	-10.7	0.0	0.0	9.9	8.2	45.0	97.6	28.6	192.7	228.3
4.0	3.6	-244.3	-254.8	-8.4	-8.5	0.2	0.1	-19.5	-96.0	-28.6	2.5	31.5

Come si deduce dall'ultima tabella riportata la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto le massime tensioni risultano inferiori a quelle al limite elastico dei materiali.

6.5.2.2 Verifiche di deformabilità – SLE

Ai fini della deformabilità si è determinato il massimo abbassamento dell'impalcato causato dai carichi mobili considerando un modulo elastico E del conglomerato cementizio pari al suo valor medio per carichi di breve durata ($E \cong 32000000$ KPa) e si è rapportato al valore di L/1000 considerato accettabile per la tipologia di opera in oggetto. Il massimo spostamento in campata è pari a circa 26 mm, pertanto:



$$v_{\max} = 26 \text{ mm} \cong L/1000.$$

La verifica, pertanto, può ritenersi soddisfatta.

6.5.3. Dimensionamento controventamenti trasversali

I traversi sono previsti in lamiera (traversi ad anima piena): vista la fase progettuale definitiva si ritiene ragionevole trascurare calcoli specifici di dimensionamento.

6.5.4. Dimensionamento delle pile

6.5.4.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

Il fusto delle pile è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di pressoflessione deviata e di taglio in diverse sezioni lungo il fusto. In particolare per la condizione di pressoflessione deviata si è costruito il diagramma resistente M_x - M_y per il caso di $N_{Ed, \min}$ e di $N_{Ed, \max}$ tra tutte le

combinazioni di carico in condizione statica e sismica e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni $M_{Ed,x}$ - $M_{Ed,y}$ fornite dalle combinazioni “ENV-SLU” e “ENV-SLV” ottenute dall’involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica e sismica. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l’azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; la verifica è stata poi eseguita utilizzando confrontando il taglio resistente con il taglio sollecitante ottenuto come quadratura dei tagli sollecitanti agenti lungo le due direzioni principali d’inerzia:

$$V_{Ed} = (V_{Ed,x}^2 + V_{Ed,y}^2)^{0.5}$$

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con uno strato esterno di 20 barre $\phi 30$ mm e viene schematizzata con una sezione circolare di raggio 0.75 m.

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

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 [] 0 [] kN
 M_{xEd}: 0 [] 0 [] kNm
 M_{yEd}: 0 [] 0 []

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 [] N° rett.: 100 []

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 0 []

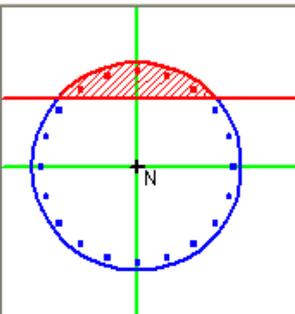
Precompresso

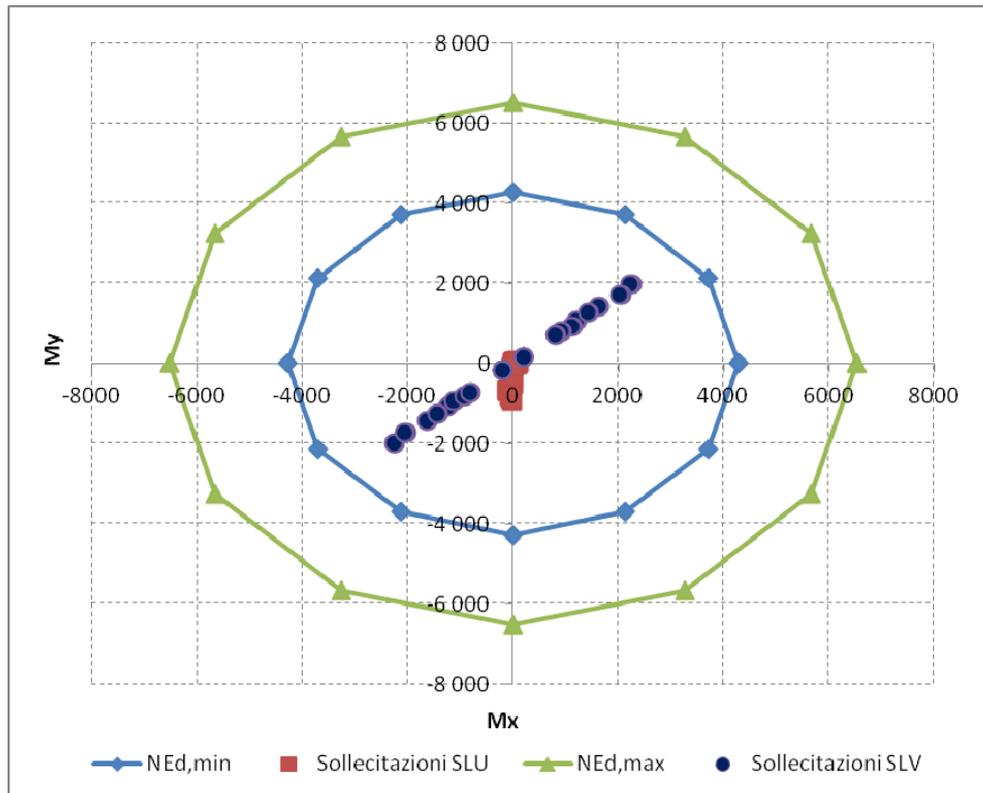
Materiali

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} : 18.13 []
 E_s/E_c : 15 [] f_{cc}/f_{cd} : 0.8 []
 ε_{syd} : 1.957 [%] $\sigma_{c,adm}$: 12.25 []
 $\sigma_{s,adm}$: 255 [N/mm²] τ_{co} : 0.7333 []
 τ_{c1} : 2.114 []

M_{xRd}: 3 400 [kN m]
 M_{yRd}: 0 [kN m]
 σ_c : -18.13 [N/mm²]
 σ_s : 391.3 [N/mm²]
 ε_c : 3.5 [%]
 ε_s : 15.64 [%]
 d: 144 [cm]
 x: 26.33 [] x/d: 0.1828 []
 δ : 0.7 []





Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione deviata risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno del dominio resistente nei due casi limite di $N_{Ed,max}$ ed $N_{Ed,min}$.

Verifica a taglio

Le massime sollecitazioni agenti lungo il fusto di tutte le pile sono riportate nelle tabelle seguenti (P indica l'azione assiale positiva di trazione, V2 e V3 rispettivamente le azioni di taglio in direzione longitudinale e trasversale, M2 e M3 rispettivamente i momenti flettenti attorno all'asse principale d'inerzia longitudinale e trasversale e T il momento torcente).

CONDIZIONE STATICA					
P	V2	V3	T	M2	M3
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
-1840.8	29.5	11.5	0.0	63.3	103.3
-8944.6	-29.4	-172.3	0.0	-936.9	-117.8
CONDIZIONE SISMICA					
P	V2	V3	T	M2	M3
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
-1919.0	370.1	415.7	0.0	2271.4	1981.5
-4392.8	-368.4	-415.5	0.0	-2270.0	-1977.4

Il massimo valore dell'azione tagliante sollecitante vale:

$$V_{Ed} = 554.8 \text{ KN.}$$

Ipotizzando di armare il fusto pila tramite staffe circolari di diametro 10 mm a passo di 200 mm (per un totale di circa 790 mmq/m), si ha quanto segue.

Dati		
b (mm)	1500.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	1200.0	altezza della sezione
d (mm)	1080.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	32.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	18.13	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	9.07	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

Resist. a taglio della trave armata a taglio	
A_{st} (mmq)	158.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	6.56
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	750.6
V_{Rd2} (kN)	4809.7
V_{Rd} (kN)	750.6

La verifica risulta pertanto soddisfatta in quanto:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

6.5.4.2 Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

Si è poi proceduto, quando significativo, alla stima dell’ampiezza massima delle fessure secondo la verifica del metodo diretto.

Combinazione frequente

Assumendo contemporanei, a favore di sicurezza, i massimi momenti flettenti agenti nelle due direzioni longitudinale e trasversale per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell’azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 20
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 2200 kN
 M_{xEd}: 0 140 kNm
 M_{yEd}: 0 50

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C32/40

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

σ_c : -1.489 N/mm²
 ϵ_s : -0.05773 ‰

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la sezione risulta interamente compressa; risulta pertanto priva di significato l'applicazione del metodo diretto.

Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

6.5.5. Plinto di fondazione delle pile

Il plinto delle pile è previsto di forma rettangolare con lati pari a 9.20 m x 5.60 m e spessore pari a 2.00 m. In virtù del fatto che si comporta sostanzialmente come una lastra tozza e vista la fase progettuale definitiva, si ritiene ragionevole trascurare calcoli specifici di dimensionamento.

6.5.6. Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile

6.5.6.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione dei pali di fondazione delle pile è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione deviata e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. Si è costruito il diagramma resistente M_x - M_y per il caso $N_{Ed,min}$ (N_{Ed} superiori sono sempre a sfavore di sicurezza in quanto incrementano il valore dei momenti resistenti) tra tutte le combinazioni di carico in condizione statica e sismica e si sono plottate al loro interno le coppie di sollecitazioni $M_{Ed,x}$ - $M_{Ed,y}$ fornite dalle combinazioni “ENV-SLU” e “ENV-SLV” ottenute dall’involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica e sismica. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l’azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio della sezione del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio (si precisa che si schematizza la sezione circolare con una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$ volte il diametro).

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 35 barre $\phi 30$ mm; le sollecitazioni flessionali sono incrementate di un fattore pari a 1.2 per tener in conto dell’effetto ombra e dell’effetto bordo sulla palificata di ogni pila.

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

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

Titolo: PALO

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 35
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 474 kN
 M_{xEd}: 0 481 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 Mx-My

angolo asse neutro θ°: 0

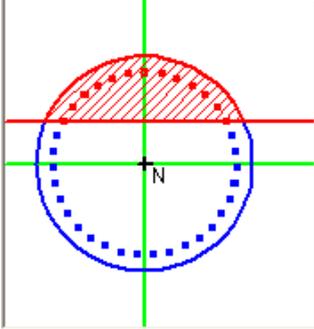
Precompresso

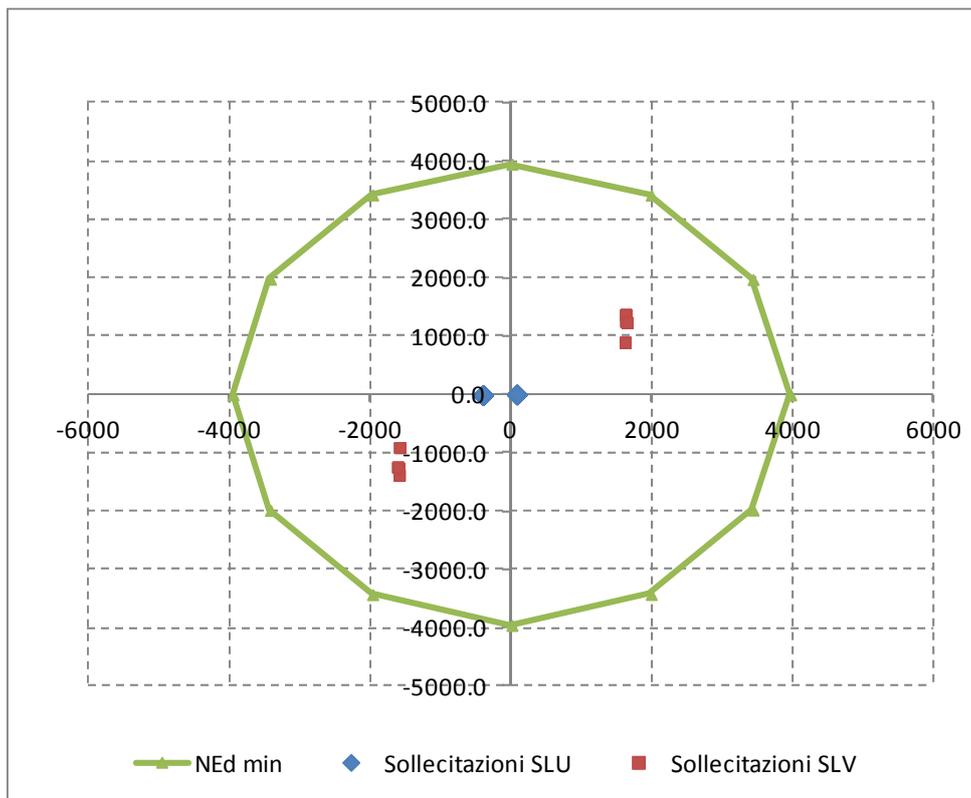
Materiali

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

M_{xRd}: 3 949 kN m
 M_{yRd}: 0 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.146 ‰
 d: 110.8 cm
 x: 36.42 x/d: 0.3288
 δ: 0.8509





Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono sostanzialmente all'interno del dominio resistente.

Verifica a taglio

La massima azione tagliante registrata tra tutti i pali e tra tutte le combinazioni di carico indagate, ottenuta come quadratura delle azioni taglianti agenti lungo le due direzioni principali d'inerzia di ogni palo e moltiplicata per il fattore 1.2 per tener conto dell'effetto ombra e dell'effetto bordo dei pali in gruppo vale:

- $V_{Ed} = 849.5$ KN condizione sismica.

Si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 12 mm e passo pari a 200 mm. In tal caso si ha quanto segue (si precisa che si schematizza la sezione circolare ad una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$ volte il diametro).

Dati		
b (mm)	1200.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	960.0	altezza della sezione
d (mm)	912.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	25.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	14.17	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	7.08	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

Resist. a taglio della trave armata a taglio	
A_{st} (mmq)	226.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	4.27
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	906.6
V_{Rd2} (kN)	2405.8
V_{Rd} (kN)	906.6

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta. S'intende che sarà prevista un'armatura a taglio non inferiore a quella minima prevista da normativa vigente.

6.5.6.2 Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

Si è poi proceduto, quando significativo, alla stima dell'ampiezza massima delle fessure secondo la verifica del metodo diretto.

Combinazione frequente

Assumendo a favore di sicurezza i massimi momenti flettenti agenti in sommità pali per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell'azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

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

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

Titolo: **PALO**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 35
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed: 24, 1290 kN
 M xEd: 0, 108 kNm
 M yEd: 0, 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0, yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C C25/30

εsu: 67.5 ‰ εc2: 2 ‰
 fyd: 391.3 N/mm² εcu: 3.5
 Es: 200000 N/mm² fcd: 14.17
 Es/Ec: 15 fcc/fcd: 0.8
 εsyd: 1.957 ‰ σc,adm: 9.75
 σs,adm: 255 N/mm² τco: 0.6
 τc1: 1.829

σc: -1.294 N/mm²
 εs: -0.03702 ‰

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la sezione risulta interamente compressa; risulta pertanto priva di significato l'applicazione del metodo diretto

Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

6.5.6.3 Verifica a capacità portante per carichi verticali

La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente in oggetto ed in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera il caso di palo singolo e il caso di pali in gruppo. La massima azione assiale registrata in sommità dei vari pali vale:

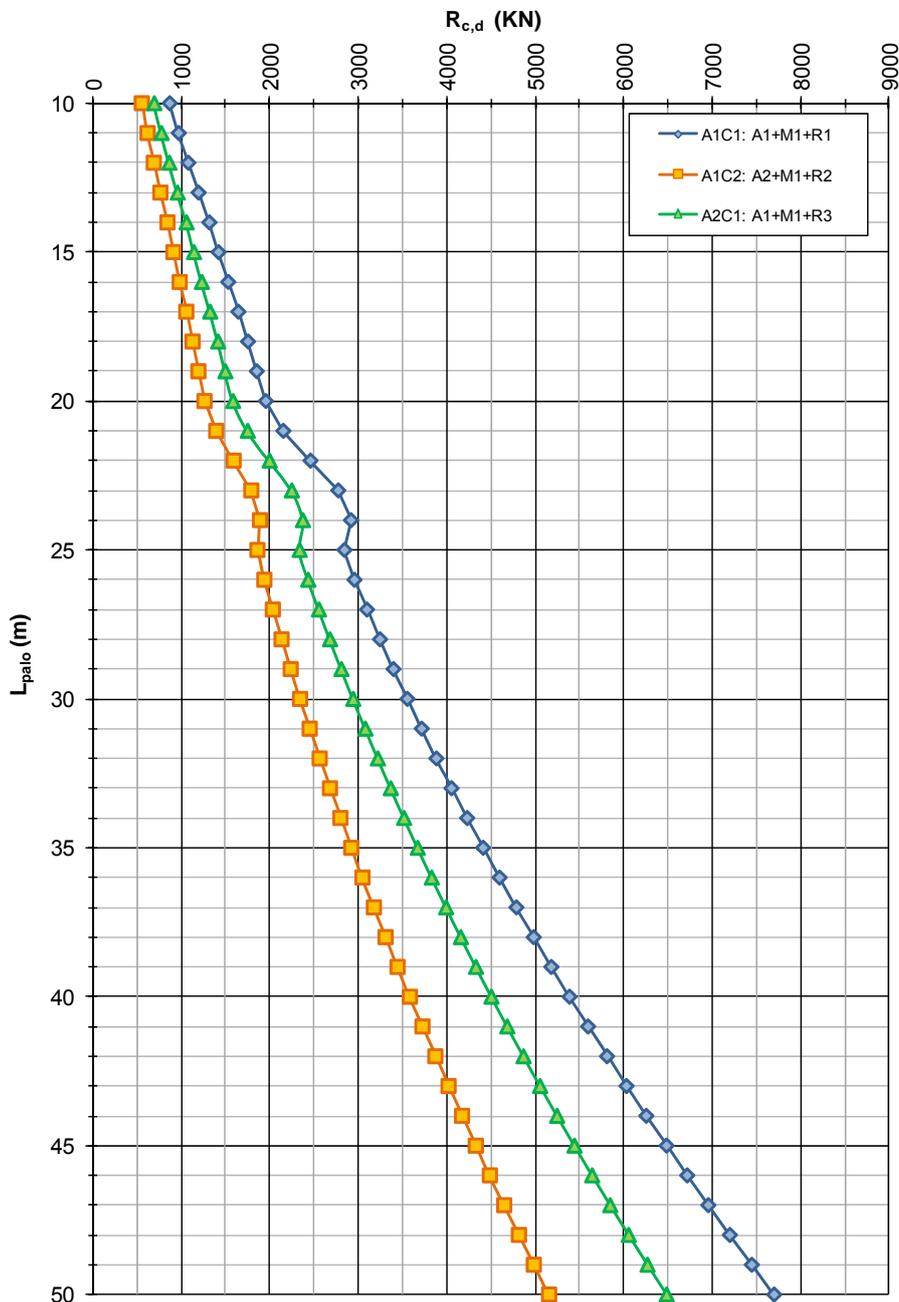
- $N_{Ed} = 3512.8 \text{ KN}$

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 36.0 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo maggiore dell'azione massima sollecitante:

$$R_{cd} = 3832.0 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} < R_{cd}.$$

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intero gruppo di pali per ogni pila, facendo riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica dell'opera è ragionevole ipotizzare un comportamento a fondazione a blocco equivalente secondo il criterio di Terzaghi-Peck. La portanza del gruppo viene calcolata in accordo a quanto segue.

$$Q_B = 2 \cdot (B + h) \cdot \sum_1^n \tau_i \cdot L_i + B \cdot h \cdot N_C \cdot C_u$$

dove:

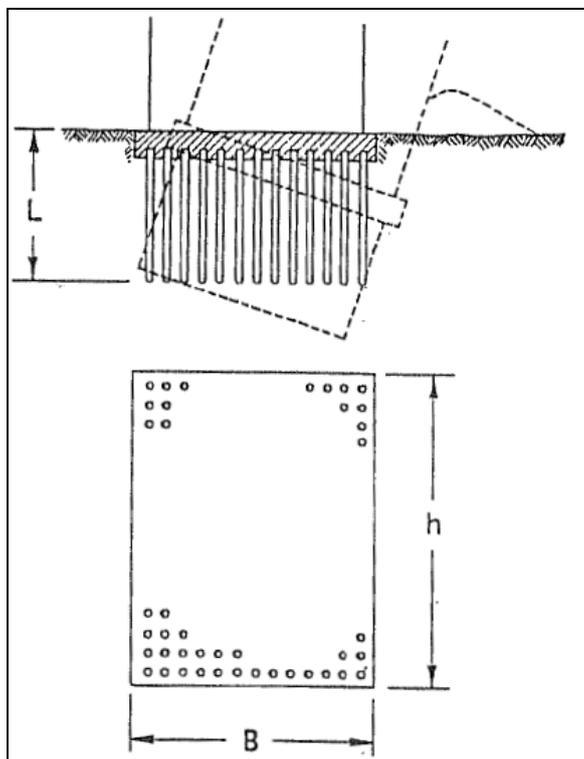
B, h = dimensioni in pianta della fondazione equivalente;

τ_i = tensione tangenziale dello strato i -esimo, in prima approssimazione è possibile assumere tale parametro costante e pari a $R_{t,d}/A_{lat}$ con $R_{t,d}$ è la resistenza a trazione (ovvero la laterale) del palo all'approccio considerato e A_{lat} è l'area laterale del palo;

L_i = altezza dello strato i -esimo;

C_u = coesione alla base del blocco;

N_c = fattore di capacità portante adimensionale.



L/B	N _c		
	h/B = 1	h/B > 20	1 < h/B < 20
0.25	6.7	5.6	5.6 · (1 + 0.2 L/B)
0.50	7.1	5.9	5.9 · (")
0.75	7.4	6.2	6.2 · (")
1.00	7.7	6.4	6.4 · (")
1.50	8.1	6.8	6.8 · (")
2.00	8.4	7.0	7.0 · (")
2.50	8.6	7.2	7.2 · (")
3.00	8.8	7.4	7.4 · (")
> 4.00	9.0	7.5	7.5 · (")

Nel caso in esame si ha quanto segue.

$$R_d = 2 \cdot (9.20 + 5.60) \cdot 935.3 + 5.6 \cdot 9.2 \cdot 7.5 \cdot 60 = 50868.9$$

La massima azione assiale agente in sommità ai gruppi di pali delle pile vale:

$$N_{Ed} = 19091.7 \text{ KN.}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{Ed} < R_d.$$

6.5.6.4 Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

Dalla seguente Figura, ottenuta dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali. Il valore dell'azione assiale minima per lo stato limite ultimo (SLU/SLV) vale tra tutti i pali e tra tutte le combinazioni di carico indagate, 24.0 KN (in compressione) a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.

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

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

Titolo : **PALO**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 35
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. → Metodo n

N_{Ed}: 24 474 kN
 M_{xEd}: 0 481 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 Mx-My

angolo asse neutro θ°: 0

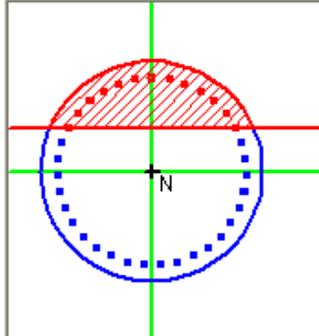
Precompresso

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

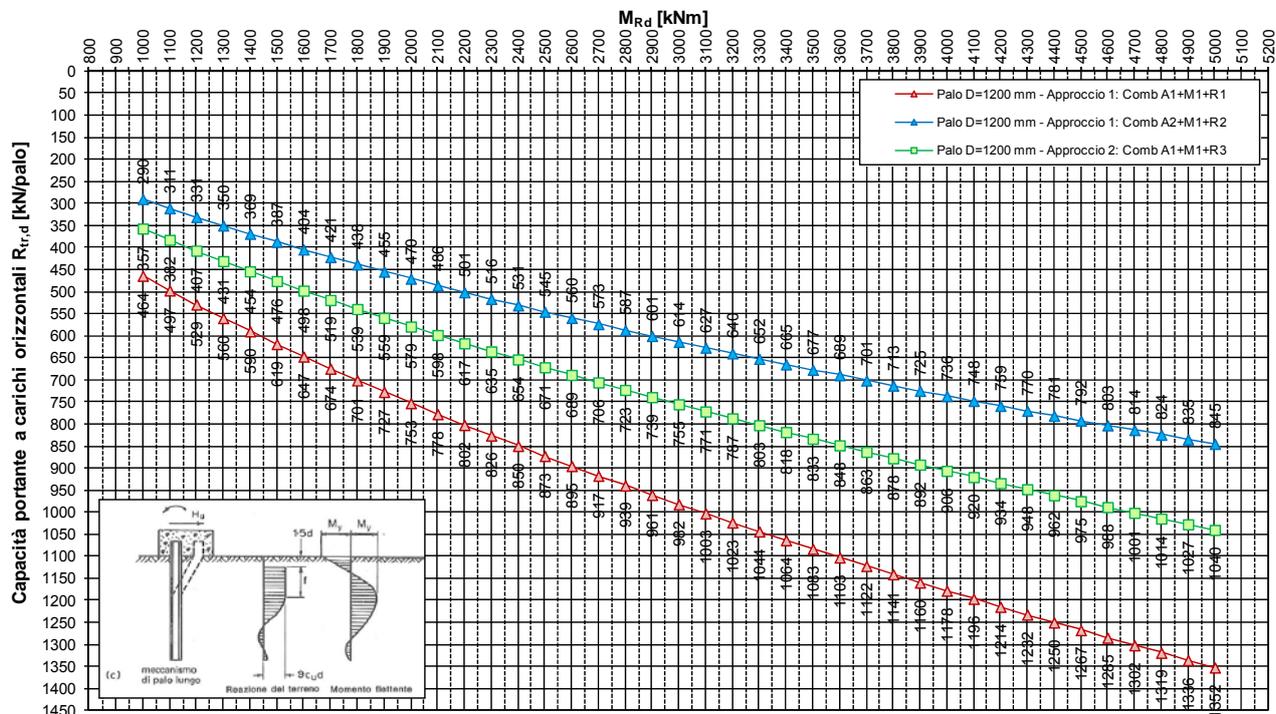
M_{xRd}: 3 955 kN m
 M_{yRd}: 0 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.12 ‰
 d: 110.8 cm
 x: 36.51 x/d: 0.3296
 δ: 0.852



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 906.0 \text{ KN} > V_{Ed} = 849.5 \text{ KN}.$$

Pali di fondazione - Opera AVI05 - ZO18
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
D = 1200 mm - condizione di incastro in testa



Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza pari a 0.8 (per tale verifica, indagando il gruppo di pali, non si deve considerare un fattore moltiplicativo di 1.2, diversamente da quanto già fatto per la verifica del singolo palo). Si ha pertanto (H_{Ed} è l'azione ottenuta per semplicità e cautelativamente moltiplicando per il numero di pali di una pila il massimo valore del taglio ottenuto tra tutti i pali e tra tutte le combinazioni di carico indagate e il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 6 \cdot 988.0 = 4742.4 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} \cong 707.9 \cdot 6 = 4247.4 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} < H_{Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.5.7. Dimensionamento del sistema di isolamento sismico

Le caratteristiche generali del sistema di isolamento sismico previsto sono descritte al punto 6.4.

Nelle tabelle seguenti si riportano le massime azioni agenti (P indica l'azione normale positiva se in trazione, V2 indica l'azione orizzontale in direzione longitudinale, V3 l'azione orizzontale in direzione trasversale mentre T, M2 e M3 indicano le azioni flessionali che non sono da prendere in considerazione per il dimensionamento dei dispositivi) ottenute come somma delle azioni determinate dal modello "Fase 1" e dal modello "SLU". Si precisa che gli elementi indicati con l'indice 2, 3, 4, 5, 8, 9, 10 e 11 si riferiscono agli isolatori delle pile, mentre quelli indicati con 1, 6, 7 e 12 agli isolatori delle spalle.

CONDIZIONE STATICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	I-End	ENV-SLU	-2879.9	4.8	10.4	0.0	5.2	2.4
2	J-End	ENV-SLU	-2879.9	4.8	10.4	0.0	0.0	0.0
2	I-End	ENV-SLU	-8682.2	-29.4	-162.4	0.0	-81.2	-14.7
2	J-End	ENV-SLU	-8682.2	-29.4	-162.4	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLU	-2423.6	3.0	11.4	0.0	5.7	1.5
3	J-End	ENV-SLU	-2423.6	3.0	11.4	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLU	-7940.1	-11.0	-161.6	0.0	-80.8	-5.5
3	J-End	ENV-SLU	-7940.1	-11.0	-161.6	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLU	-2431.9	10.9	11.5	0.0	5.8	5.4
4	J-End	ENV-SLU	-2431.9	10.9	11.5	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLU	-7948.5	-3.0	-161.0	0.0	-80.5	-1.5
4	J-End	ENV-SLU	-7948.5	-3.0	-161.0	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLU	-2884.6	29.5	10.2	0.0	5.1	14.8
5	J-End	ENV-SLU	-2884.6	29.5	10.2	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLU	-8690.7	-4.8	-162.7	0.0	-81.4	-2.4
5	J-End	ENV-SLU	-8690.7	-4.8	-162.7	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLU	-2214.7	3.5	-2.3	0.0	-1.1	1.7
8	J-End	ENV-SLU	-2214.7	3.5	-2.3	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLU	-6400.8	-28.4	-172.0	0.0	-86.0	-14.2
8	J-End	ENV-SLU	-6400.8	-28.4	-172.0	0.0	0.0	0.0
9	I-End	ENV-SLU	-1836.1	1.8	-1.2	0.0	-0.6	0.9
9	J-End	ENV-SLU	-1836.1	1.8	-1.2	0.0	0.0	0.0
9	I-End	ENV-SLU	-5704.5	-10.0	-171.1	0.0	-85.6	-5.0
9	J-End	ENV-SLU	-5704.5	-10.0	-171.1	0.0	0.0	0.0
10	I-End	ENV-SLU	-1835.8	10.0	-1.1	0.0	-0.5	5.0
10	J-End	ENV-SLU	-1835.8	10.0	-1.1	0.0	0.0	0.0
10	I-End	ENV-SLU	-5700.1	-1.8	-170.3	0.0	-85.2	-0.9
10	J-End	ENV-SLU	-5700.1	-1.8	-170.3	0.0	0.0	0.0
11	I-End	ENV-SLU	-2217.6	28.5	-2.3	0.0	-1.2	14.3
11	J-End	ENV-SLU	-2217.6	28.5	-2.3	0.0	0.0	0.0
11	I-End	ENV-SLU	-6407.8	-3.5	-172.3	0.0	-86.1	-1.8
11	J-End	ENV-SLU	-6407.8	-3.5	-172.3	0.0	0.0	0.0
		MAX	-1835.8	29.5	11.5	0.0	5.8	14.8
		MIN	-8690.7	-29.4	-172.3	0.0	-86.1	-14.7

CONDIZIONE SISMICA								
Link	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	I-End	ENV-SLC	-2239.4	360.2	436.0	0.0	218.0	180.1
2	J-End	ENV-SLC	-2239.4	360.2	436.0	0.0	0.0	0.0
2	I-End	ENV-SLC	-4166.2	-361.9	-428.2	0.0	-214.1	-180.9
2	J-End	ENV-SLC	-4166.2	-361.9	-428.2	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLC	-1813.3	351.6	431.8	0.0	215.9	175.8
3	J-End	ENV-SLC	-1813.3	351.6	431.8	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLC	-3724.0	-352.4	-424.0	0.0	-212.0	-176.2
3	J-End	ENV-SLC	-3724.0	-352.4	-424.0	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLC	-1824.1	350.9	430.1	0.0	215.1	175.5
4	J-End	ENV-SLC	-1824.1	350.9	430.1	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLC	-3730.7	-350.2	-422.4	0.0	-211.2	-175.1
4	J-End	ENV-SLC	-3730.7	-350.2	-422.4	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLC	-2241.6	362.9	436.9	0.0	218.5	181.5
5	J-End	ENV-SLC	-2241.6	362.9	436.9	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLC	-4172.8	-361.3	-429.2	0.0	-214.6	-180.6
5	J-End	ENV-SLC	-4172.8	-361.3	-429.2	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLC	-2502.4	360.2	428.1	0.0	214.1	180.1
8	J-End	ENV-SLC	-2502.4	360.2	428.1	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLC	-4288.1	-361.9	-436.0	0.0	-218.0	-180.9
8	J-End	ENV-SLC	-4288.1	-361.9	-436.0	0.0	0.0	0.0
9	I-End	ENV-SLC	-2085.8	351.6	424.1	0.0	212.1	175.8
9	J-End	ENV-SLC	-2085.8	351.6	424.1	0.0	0.0	0.0
9	I-End	ENV-SLC	-3829.0	-352.4	-431.5	0.0	-215.8	-176.2
9	J-End	ENV-SLC	-3829.0	-352.4	-431.5	0.0	0.0	0.0
10	I-End	ENV-SLC	-2083.1	350.9	422.5	0.0	211.2	175.5
10	J-End	ENV-SLC	-2083.1	350.9	422.5	0.0	0.0	0.0
10	I-End	ENV-SLC	-3825.9	-350.2	-429.8	0.0	-214.9	-175.1
10	J-End	ENV-SLC	-3825.9	-350.2	-429.8	0.0	0.0	0.0
11	I-End	ENV-SLC	-2507.1	363.0	429.1	0.0	214.6	181.5
11	J-End	ENV-SLC	-2507.1	363.0	429.1	0.0	0.0	0.0
11	I-End	ENV-SLC	-4293.2	-361.2	-436.9	0.0	-218.5	-180.6
11	J-End	ENV-SLC	-4293.2	-361.2	-436.9	0.0	0.0	0.0
		MAX	-1813.3	363.0	436.9	0.0	218.5	181.5
		MIN	-4293.2	-361.9	-436.9	0.0	-218.5	-180.9



CONDIZIONE STATICA									
Link	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	I-End	ENV-SLU	Max	-862.9	0.5	4.3	0.0	2.2	0.2
1	J-End	ENV-SLU	Max	-862.9	0.5	4.3	0.0	0.0	0.0
1	I-End	ENV-SLU	Min	-4527.5	-23.7	-62.2	0.0	-31.1	-11.9
1	J-End	ENV-SLU	Min	-4527.5	-23.7	-62.2	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLU	Max	-877.2	23.7	4.3	0.0	2.1	11.9
6	J-End	ENV-SLU	Max	-877.2	23.7	4.3	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLU	Min	-4547.1	-0.5	-62.2	0.0	-31.1	-0.2
6	J-End	ENV-SLU	Min	-4547.1	-0.5	-62.2	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLU	Max	-322.6	0.8	1.2	0.0	0.6	0.4
7	J-End	ENV-SLU	Max	-322.6	0.8	1.2	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLU	Min	-2667.9	-22.3	-64.4	0.0	-32.2	-11.2
7	J-End	ENV-SLU	Min	-2667.9	-22.3	-64.4	0.0	0.0	0.0
12	I-End	ENV-SLU	Max	-327.3	22.3	1.2	0.0	0.6	11.2
12	J-End	ENV-SLU	Max	-327.3	22.3	1.2	0.0	0.0	0.0
12	I-End	ENV-SLU	Min	-2673.9	-0.8	-64.3	0.0	-32.1	-0.4
12	J-End	ENV-SLU	Min	-2673.9	-0.8	-64.3	0.0	0.0	0.0
			MAX	-322.6	23.7	4.3	0.0	2.2	11.9
			MIN	-4547.1	-23.7	-64.4	0.0	-32.2	-11.9

CONDIZIONE SISMICA									
Link	Station	OutputCase	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	I-End	ENV-SLC	Max	-767.3	165.5	162.8	0.0	81.4	82.8
1	J-End	ENV-SLC	Max	-767.3	165.5	162.8	0.0	0.0	0.0
1	I-End	ENV-SLC	Min	-1451.0	-168.6	-161.1	0.0	-80.6	-84.3
1	J-End	ENV-SLC	Min	-1451.0	-168.6	-161.1	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLC	Max	-781.8	168.6	162.7	0.0	81.4	84.3
6	J-End	ENV-SLC	Max	-781.8	168.6	162.7	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLC	Min	-1466.1	-165.5	-161.2	0.0	-80.6	-82.8
6	J-End	ENV-SLC	Min	-1466.1	-165.5	-161.2	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLC	Max	-873.0	165.4	161.0	0.0	80.5	82.7
7	J-End	ENV-SLC	Max	-873.0	165.4	161.0	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLC	Min	-1523.0	-168.8	-162.9	0.0	-81.5	-84.4
7	J-End	ENV-SLC	Min	-1523.0	-168.8	-162.9	0.0	0.0	0.0
12	I-End	ENV-SLC	Max	-877.2	168.8	161.1	0.0	80.5	84.4
12	J-End	ENV-SLC	Max	-877.2	168.8	161.1	0.0	0.0	0.0
12	I-End	ENV-SLC	Min	-1527.6	-165.4	-162.9	0.0	-81.4	-82.7
12	J-End	ENV-SLC	Min	-1527.6	-165.4	-162.9	0.0	0.0	0.0
			MAX	-767.3	168.8	162.8	0.0	81.4	84.4
			MIN	-1527.6	-168.8	-162.9	0.0	-81.5	-84.4

Dai valori sopra riportati si deduce immediatamente che gli isolatori rimangono sempre in compressione.

La tabella seguente riporta gli spostamenti orizzontali registrati dagli isolatori nelle varie combinazioni di carico indagate per la condizione sismica SLC (la condizione statica non risulta vincolante in tal caso); U1 indica lo spostamento verticale, U2 lo spostamento orizzontale in direzione longitudinale, U3 quello in direzione trasversale e R1, R2 e R3 le rotazioni attorno ai rispettivi assi.

CONDIZIONE SISMICA							
LinkElem	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2	ENV-SLC	0.000	0.240	0.291	0.000	-0.003	0.042
2	ENV-SLC	0.000	-0.241	-0.285	0.000	-0.005	-0.044
3	ENV-SLC	0.000	0.234	0.288	0.000	-0.003	0.042
3	ENV-SLC	0.000	-0.235	-0.283	0.000	-0.005	-0.042
6	ENV-SLC	0.000	0.234	0.287	0.000	-0.003	0.042
6	ENV-SLC	0.000	-0.233	-0.282	0.000	-0.005	-0.042
7	ENV-SLC	0.000	0.242	0.291	0.000	-0.003	0.044
7	ENV-SLC	0.000	-0.241	-0.286	0.000	-0.005	-0.043
8	ENV-SLC	0.000	0.240	0.285	0.000	0.005	0.042
9	ENV-SLC	0.000	-0.241	-0.291	0.000	0.003	-0.044
10	ENV-SLC	0.000	0.234	0.283	0.000	0.005	0.042
11	ENV-SLC	0.000	-0.235	-0.288	0.000	0.003	-0.042
12	ENV-SLC	0.000	0.234	0.282	0.000	0.005	0.042
13	ENV-SLC	0.000	-0.233	-0.287	0.000	0.003	-0.042
14	ENV-SLC	0.000	0.242	0.286	0.000	0.005	0.044
15	ENV-SLC	0.000	-0.241	-0.291	0.000	0.003	-0.043
MAX/MIN (mm e millesimi di radianti)							
		-0.1	242.0	291.3	0.2	5.4	44.5
		-0.1	242.0	291.3	0.2	5.4	44.5

CONDIZIONE SISMICA								
LinkElem	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	ENV-SLC	Max	-0.00005	0.30338	0.29760	0.00012	0.00001	0.00745
1	ENV-SLC	Min	-0.00016	-0.31233	-0.29760	-0.00012	-0.00001	0.00513
4	ENV-SLC	Max	-0.00005	0.31233	0.29743	0.00012	0.00001	-0.00513
4	ENV-SLC	Min	-0.00016	-0.30337	-0.29743	-0.00012	-0.00001	-0.00745
5	ENV-SLC	Max	-0.00005	0.30338	0.29760	0.00012	0.00001	0.00745
5	ENV-SLC	Min	-0.00016	-0.31233	-0.29760	-0.00012	-0.00001	0.00513
8	ENV-SLC	Max	-0.00005	0.31233	0.29743	0.00012	0.00001	-0.00513
8	ENV-SLC	Min	-0.00016	-0.30337	-0.29743	-0.00012	-0.00001	-0.00745
MAX/MIN (mm e millesimi di radianti)								
			0.0	312.3	297.6	0.1	0.0	7.5
			0.0	312.3	297.6	0.1	0.0	7.5

Dai valori sopra riportati si deduce che gli isolatori devono garantire spostamenti orizzontali pari a 350 mm per le spalle e pari a 300 mm per le pile.

6.5.8. Dimensionamento dei giunti di dilatazione

Per “capacità di spostamento” dei giunti di dilatazione posti alle estremità dell’impalcato si intende la capacità di deformarsi in allungamento (dilatazione), di accorciarsi (contrazione) e di deformarsi trasversalmente (scorrimento). I giunti sono stati previsti secondo i seguenti indici prestativi:

- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti al normale esercizio dell’opera (SLE) per le variazioni termiche, l’azione di frenatura, l’azione del vento, le azioni dei carichi mobili e quelle dovute ai carichi permanenti portati;
- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti allo Stato Limite di Danno (SLD) in condizione sismica, opportunamente combinati con quelli derivanti dalle variazioni termiche e dai carichi permanenti portati;
- Devono garantire la fruibilità del ponte in condizioni sismiche violente (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti, anche se irreversibilmente danneggiati in termini di capacità di spostamento;
- Devono evitare, in termini di distanza strutturale tra la spalle e la testata della soletta, fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi degli spostamenti longitudinali in dilatazione (positivi) ed in contrazione (negativi) e degli scorrimenti trasversali per le combinazioni di carico in condizione sismica SLC e per la condizione sismica SLD (la condizione statica non risulta dimensionante) per i due nodi di estremità dell’impalcato.

Si prevede pertanto l'adozione di giunti di dilatazione che presentino le seguenti caratteristiche:

- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 125 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 110 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 310 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 300 mm.

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 310 mm in modo tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

6.5.9. Dimensionamento del collegamento della barriera antirumore

La barriera antirumore sarà connessa alla soletta di impalcato tramite tirafondi metallici in corrispondenza di ogni montante e muniti di piastre alla base al fine di garantire un sufficiente ancoraggio degli stessi. Per quanto attiene alla geometria del particolare si rimanda alla tavola inerente, mentre in seguito si riportano sinteticamente i calcoli di dimensionamento del collegamento. Si precisa che il singolo tirafondo risulta in generale sollecitato a taglio e a trazione a causa dell'azione orizzontale del vento agente contro la barriera.

P_v pressione vento	1.50	KPa
H_b altezza barriera	4.00	m
i interasse montanti	3.00	m
q carico a montante	4.50	KN/m
Azioni sulla piastra di attacco		
M_{Ed}	54.00	KNm
V_{Ed}	27.00	KN

Azione sul singolo tirafondo		
i interasse tirafondi	0.21	m
N_{Ed}	128.57	KN
V_{Ed}	6.75	KN
Verifica tirafondo a bullone		
Tipologia	M20	-
Classe	8.8	-
$F_{v,Rd}$	94.10	KN
$F_{t,Rd}$	141.10	KN
Verifica	0.72	< 1 OK

Il calcolo della resistenza allo sfilamento è stato eseguito in ipotesi che ogni coppia di tirafondi sia munita di una piastra metallica lunga 410 mm, larga 150 mm e spessa 20 mm e si è considerato, cautelativamente, che per in singolo tirafondo agisca come ancorante una lunghezza di piastra pari a 200 mm ($A = 150 \cdot 200 = 30000 \text{ mm}^2$) che possa assorbire un tiro pari al prodotto della sua area attiva per la resistenza a compressione del conglomerato cementizio (ipotesi valida in condizione di stato limite ultimo per cui è svolto il calcolo). Inoltre si è assunta come valore di aderenza di calcolo tra tirafondo e conglomerato cementizio il valore proposto da normativa per le barre ad aderenza migliorata ridotto di un fattore pari a 1.5.

Verifica ancoraggio		
Resistenza di calcolo a compressione f_{cd}	18.13	MPa
Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk}	2.12	MPa
Resistenza caratteristica di aderenza f_{bk}	4.77	MPa
Coeff. riduttivo aderenza	1.5	-
Coeff. Sicurezza γ_s	1.5	-
Resistenza di calcolo di aderenza f_{bd}	2.12	MPa
L ancoraggio	350	mm
d tirafondo	20	mm
A piastra	30000	mm ²
N_{Rd} piastra	543.90	KN
N_{Rd} tirafondo	46.60	KN
N_{Rd} totale	590.50	KN
N_{Ed}/N_{Rd}	0.22	< 1 OK

La piastra di ancoraggio è dimensionata con spessore 20 mm a seguito di un calcolo cautelativo che la schematizza come una mensola di lunghezza 100 mm incastrata in asse al tirafondo e caricata con una pressione pari al valore di calcolo dedotto dal tiro agente sul tirafondo.

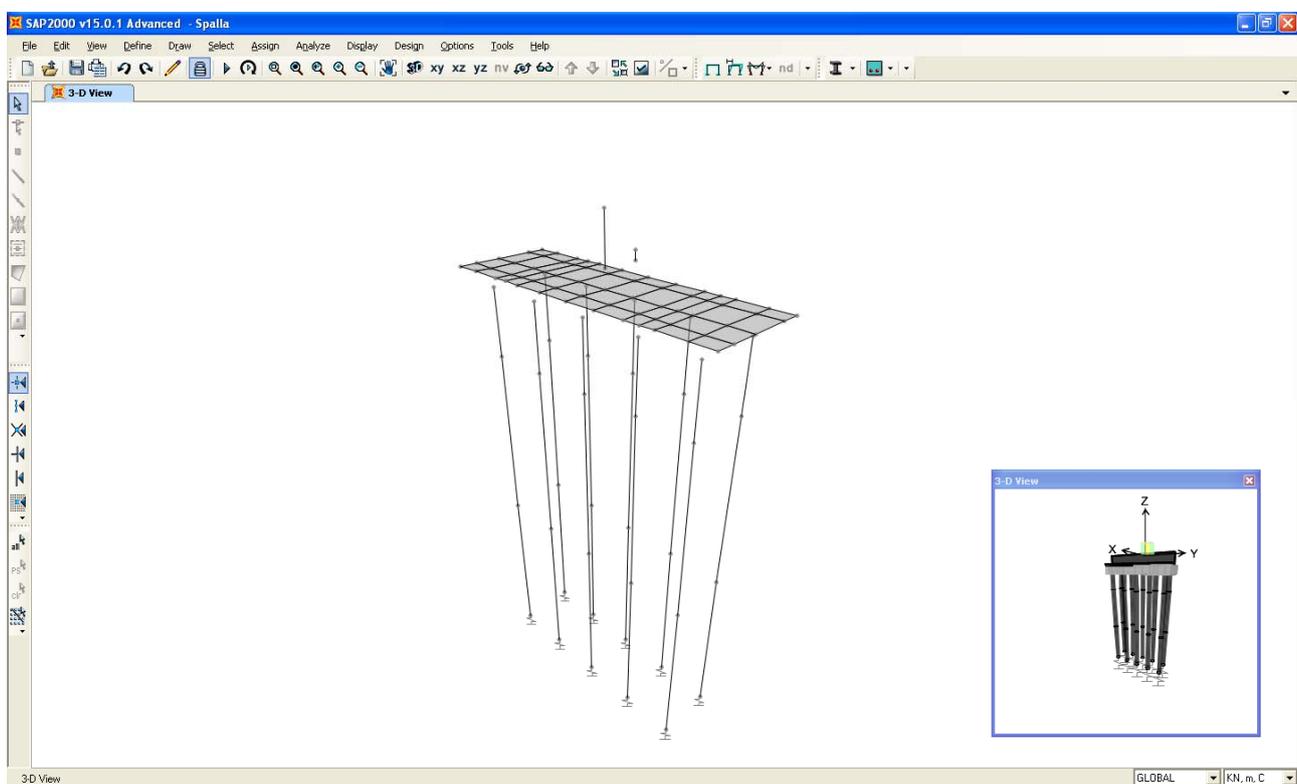
Spessore piastra ancoraggio	
Lunghezza mensola	100 mm
Pressione di calcolo	4.29 MPa
M_{Ed}	3214285.71 Nmm
$t \geq$	19.50 mm

Adottando uno spessore di 20 mm, la piastra di ancoraggio risulta dimensionata.

7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE

Il dimensionamento dei pali della spalla è stato effettuato tramite la realizzazione di un apposito modello agli elementi finiti con il programma SAP2000 v.15.0.1 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza del muro paraghiaia: 2.6 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 16.9 m;
- Spessore muro paraghiaia: 0.6 m;
- Spessore platea di fondazione: 2.0 m;
- Lunghezza platea di fondazione: 5.6 m;
- Larghezza platea di fondazione: 16.9 m;
- Numero di pali: 10;
- Diametro pali: 1200 mm;
- Lunghezza pali: 30.0 m.



Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- Il muro paraghiaia e i pali sono schematizzati con elementi finiti monodimensionali “frames”;
- La soletta di fondazione è schematizzata con elementi finiti bidimensionali “areas” di tipo “thin shell”;
- Il collegamento tra base del paraghiaia, asse di definizione degli elementi schematizzanti la soletta e la sommità dei pali è realizzato tramite appositi vincoli interni “joint constrains” a corpo rigido;
- I pali sono stati vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza $K_h = 2500$ KN/m/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a $K_h = 11875$ KN/m/m per il secondo tratto di lunghezza 11.0 m e $K_h = 28125$ KN/m/m per l’ultimo tratto di lunghezza 15 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza $K_h = 454787$ KN/m.

Si sono assegnati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi costituenti la spalla;
- Al nodo di sommità dell’elemento “frame” schematizzante il punto di contatto tra impalcato e spalla si sono assegnati i carichi trasmessi dall’impalcato. In particolare si veda la tabella seguente (l’azione verticale N è considerata positiva se diretta verso il basso).

CASO DI CARICO	N [KN]	M [KNm]	V _y [KN]
PERMANENTI	2326.2	0.0	0.0
VENTO	0.1	138.4	-82.6
VEICOLI - N _{MAX}	2856.4	3486.8	0.0
VEICOLI - M _{MAX}	1477.0	5171.1	0.0
VEICOLI - N _{MIN}	-879.6	1141.4	0.0

- All’elemento “frame” schematizzante il paraghiaia si è assegnata la spinta del terreno a tergo del muro stesso considerata agente in stato “a riposo” per la condizione statica e in stato limite attivo per la condizione sismica (formulazione di Mononobe-Okabe). Vale quanto sotto riportato.

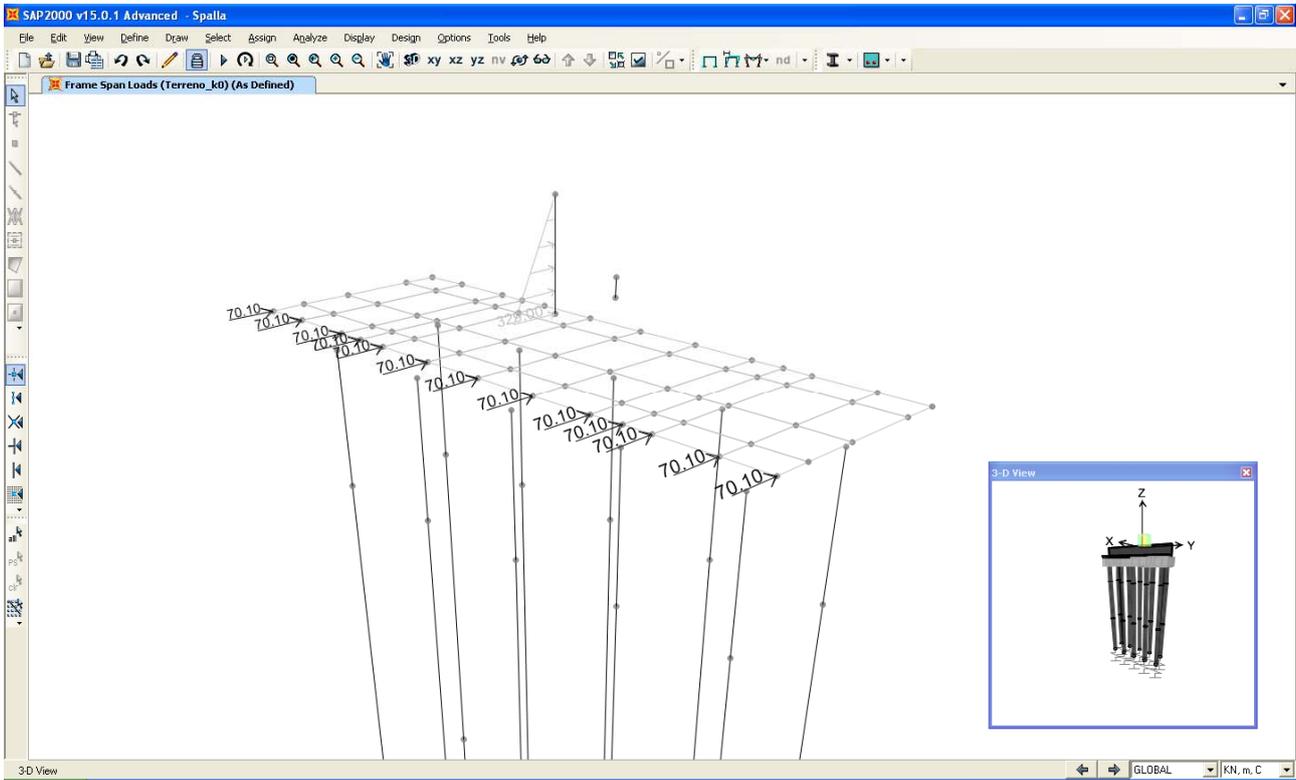
Angolo di resistenza al taglio del terreno $\varphi' = 38^\circ$;

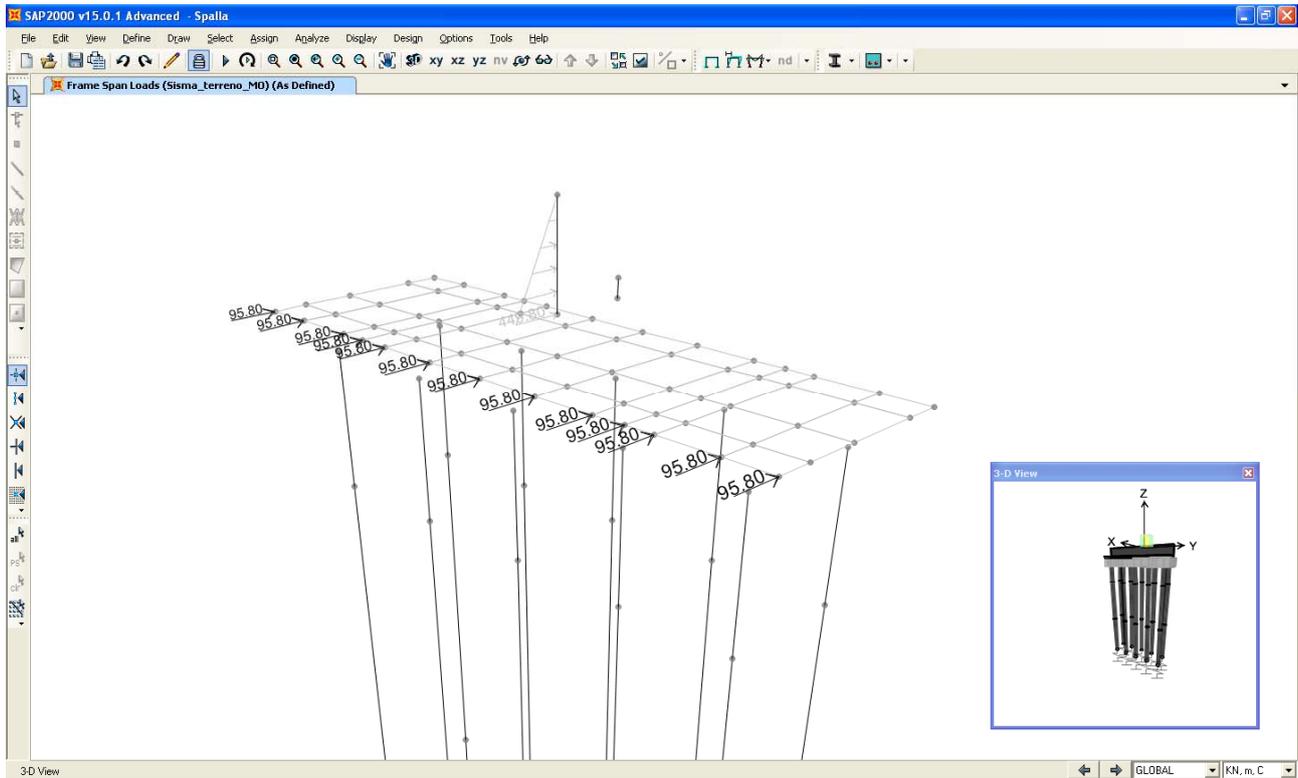
Peso dell’unità di volume del terreno $\gamma = 19.5$ KN/mc;

Coefficiente di spinta a riposo (condizione statica) $k_0 = 0.384$.

Per quanto attiene ai parametri utilizzati in condizione sismica si deve precisare che l’influenza del coefficiente sismico verticale K_v sul valore finale della spinta orizzontale secondo la formulazione di

Considerando una larghezza di spalla pari a 16.9 m si hanno i valori dei carichi di seguito riportati.





Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali e terreno imbarcato inclusi) un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.377 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.377 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

Per quanto riguarda l'azione inerziale verticale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali inclusi) un'azione verticale diretta in direzione Z pari a 0.189 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.189 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda il carico mobile agente a tergo della spalla, si è fatto riferimento a quanto indicato nella C.M. 617/2009. In particolare si è considerata la presenza di tre corsie di carico dello schema di carico 1 e la presenza di ulteriori 2.50 KPa nella porzione laterale rimanente.

Considerando tale carico agente in superficie su una lunghezza longitudinale pari a 2.20 m si ha la seguente pressione superficiale:

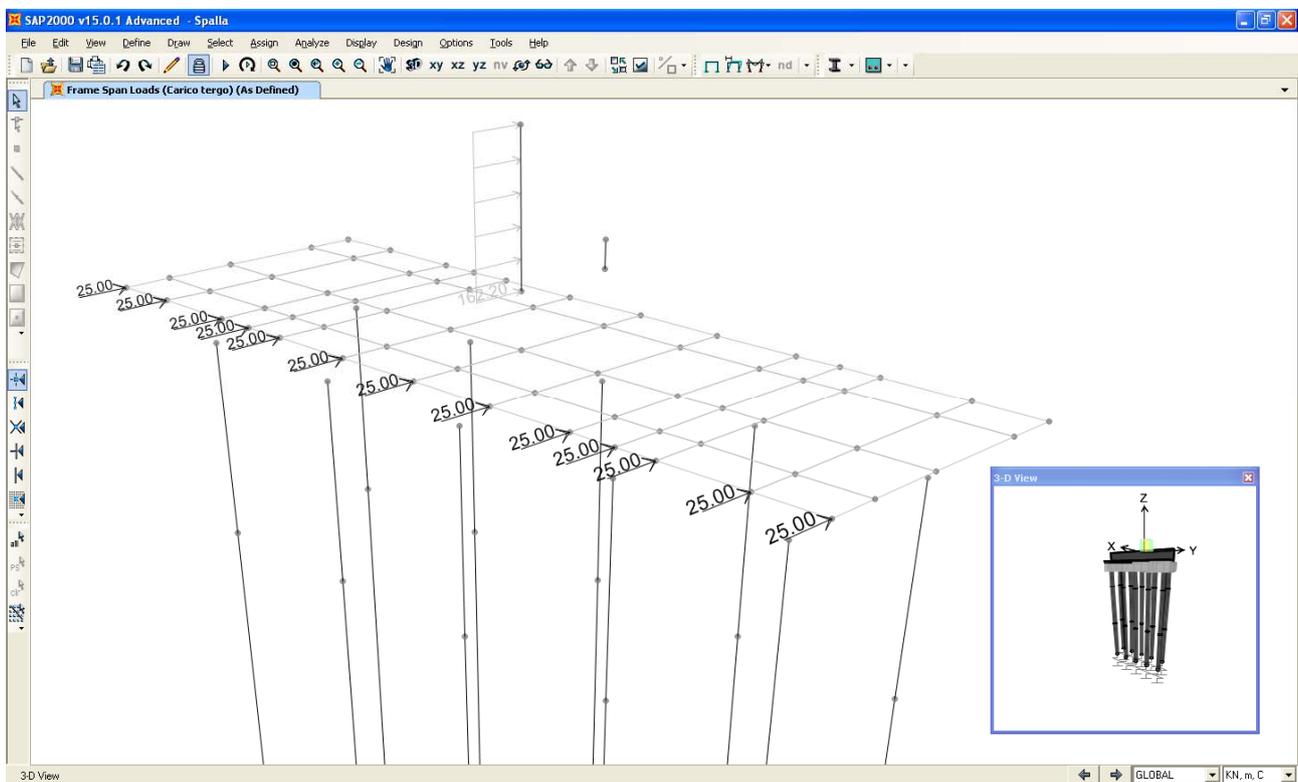
$$p_{\text{sup}} = 35.9 \text{ KPa.}$$

Considerando poi un angolo di diffusione lungo la verticale pari a 30°, la pressione alla quota di spiccato della platea vale:

$$p_{\text{inf}} = 18.5 \text{ KPa.}$$

Si è quindi considerato un carico verticale uniformemente distribuito pari all'incirca al valore medio:

$$q = 25 \text{ KPa.}$$



- Per quanto riguarda il peso del terreno imbarcato, si è assegnato un carico uniformemente distribuito sulla superficie degli elementi "areas" interessati. Il valore assegnato vale:

$$q_{t,imb} = 19.5 \cdot 2.6 = 50.7 \text{ KPa.}$$

In accordo con il punto 7.9.5.6 delle NTC08, il dimensionamento della spalla in condizione sismica è stato eseguito separatamente per la direzione longitudinale e trasversale; in particolare, data la geometria della

spalla e il fatto che l'impalcato è isolato sismicamente, si trascura l'analisi trasversale in quanto non dimensionante i pali della spalla.

Si sono analizzate le seguenti combinazioni di carico per lo SLU e SLV.

SPALLA - SLU/SLV	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.35	1.35	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
VENTO	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N_{MAX}	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - M_{MAX}	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N_{MIN}	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00

SPALLA - SLE FR	1	2	3	4
PESO PROPRIO	1.00	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.00	1.00	1.00	1.00
VENTO	0.00	0.00	0.00	0.20
VEICOLI - N_{MAX}	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - M_{MAX}	0.75	0.00	0.00	0.00
VEICOLI - N_{MIN}	0.00	0.75	0.00	0.00
CARICO A TERGO	0.00	0.00	0.75	0.00
SISMA X	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA Z	0.00	0.00	0.00	0.00

7.1.1. Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV

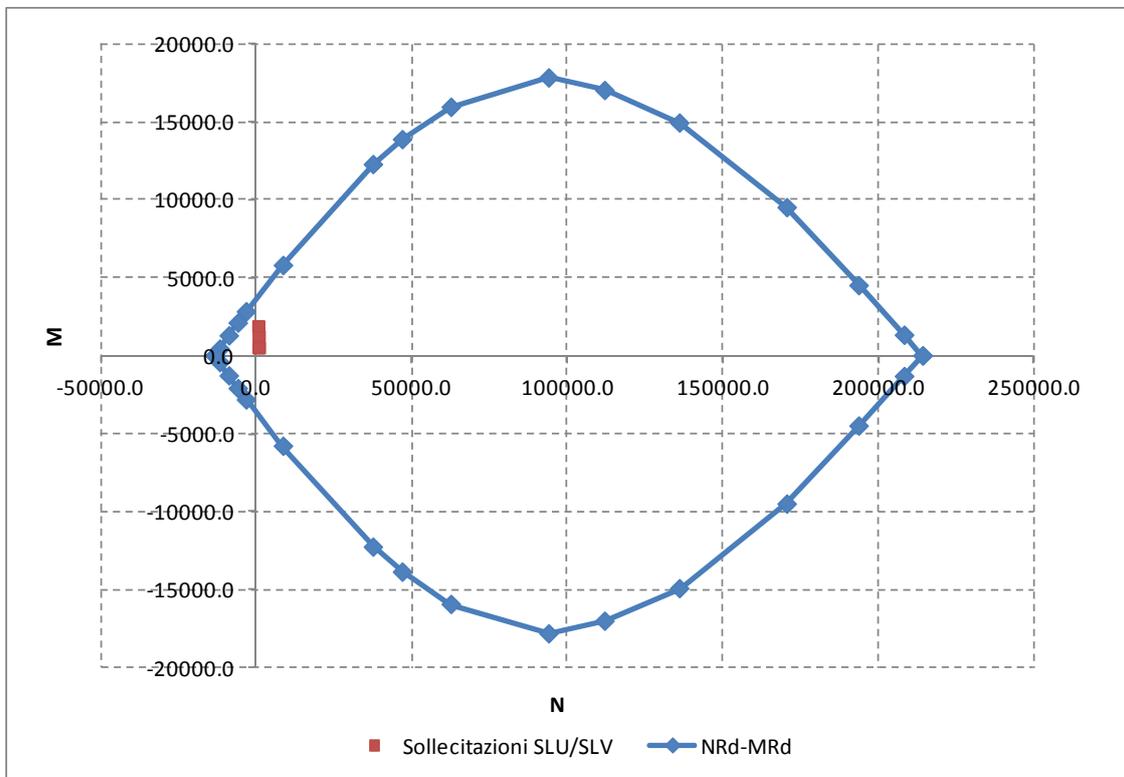
Il paramento frontale della spalla è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione retta e di taglio alla sezione di base del paramento (sezione maggiormente sollecitata). I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenze a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio.

Verifica a pressoflessione

Si ipotizza di armare il paramento con barre di diametro 16 mm ad interasse 200 mm. Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni dedotte dalle analisi strutturali (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	0	SLU1	Combination	-889.8	577.4	0.0	0.0	0.0	500.4
3	0	SLV1	Combination	-659.1	1640.8	0.0	0.0	0.0	1879.6
3	0	SLU2	Combination	-889.8	577.4	0.0	0.0	0.0	500.4
3	0	SLU3	Combination	-659.1	577.4	0.0	0.0	0.0	500.4
3	0	SLV2	Combination	-534.5	1640.8	0.0	0.0	0.0	1879.6
3	0	SLU4	Combination	-659.1	577.4	0.0	0.0	0.0	500.4
3	0	SLU5	Combination	-889.8	1146.7	0.0	0.0	0.0	1240.5
3	0	SLU6	Combination	-659.1	1146.7	0.0	0.0	0.0	1240.5
3	0	SLV3	Combination	-783.7	1640.8	0.0	0.0	0.0	1879.6



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono sostanzialmente all'interno del dominio resistente.

Verifica a taglio

La massima azione tagliante, ottenuta come sopra descritto, vale:

- $V_{Ed} = 1640.8 \text{ KN}$.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue (si ipotizza tesa il 50% dell'armatura longitudinale e si considera nulla l'azione assiale).

Dati		
b (mm)	16900.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	600.0	altezza della sezione
d (mm)	540.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	35.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	19.83	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	9.92	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A_{sl} (mm ²)	16884.0	armatura longitudinale
k	1.61	fattore di ingranamento
v_{min}	0.42	tensione resistente minima
ρ_l	0.0019	rapporto geom. di armatura longit.
N_{Ed} (N)	0.0	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp} (MPa)	0.00	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00	coefficiente maggiorativo
V_{Rd} (KN)	3855.2	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta; s'intende che sarà prevista un'armatura non inferiore a quella minima prevista dalla normativa vigente.

7.1.2. Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività dell’ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell’interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

Si è poi proceduto, quando significativo, alla stima dell’ampiezza massima delle fessure secondo la verifica con il metodo diretto.

Combinazione frequente

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente alla base del paramento per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell’azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

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

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

Titolo: **SPALLA**

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	1690	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	168.84	6
2	168.84	54

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
ε_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="19.83"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="13.5"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.257"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa. Si è proceduto alla verifica anche secondo il metodo diretto che comporta la stima dell'ampiezza massima delle fessure. Dalla Figura seguente si evince che la massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio risulta inferiore alla sua resistenza a trazione: pertanto la verifica a fessurazione risulta soddisfatta in quanto viene soddisfatta la verifica dello stato limite di formazione della fessura.

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

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

Titolo: **SPALLA**

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	1690	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	168.84	6
2	168.84	54

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
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}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ε_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

σ_c -0.7657 N/mm²
 σ_c 0.6417 N/mm²
 ε_s 0.03757 ‰

Verifica

Precompresso

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 2.68 \text{ MPa} > 0.64 \text{ MPa.}$$

Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

7.1.3. Verifiche di Resistenza pali – SLU/SLV

La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione deviata e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione deviata si è costruito il diagramma resistente $M_{Rd,x}-M_{Rd,y}$ per il valore inferiore di $N_{Ed,min}$ tra tutte le combinazioni di carico (valore per il quale la resistenza a presso-flessione deviata risulta inferiore) e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni $M_{Ed,x}-M_{Ed,y}$ fornite dalle combinazioni di carico agli SLU e SLV (condizione statica e sismica). I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; data la sezione circolare dei pali si è semplicemente confrontato tale valore resistente con il valore sollecitante ottenuto come radice quadrata della somma dei quadrati delle azioni taglianti nelle due direzioni (longitudinale e trasversale). Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni nella sezione di sommità dei pali schematizzati (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).



TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	SLU1	Combination	-877.4	-181.1	-25.4	0.0	-223.7	-221.2
1	0	SLV1	Combination	299.8	-475.9	-9.4	0.0	-92.2	-1216.0
1	0	SLU2	Combination	-942.6	-176.4	-28.1	0.0	-202.5	-287.1
1	0	SLU3	Combination	-640.9	-175.8	-24.6	0.0	-168.6	-299.3
1	0	SLV2	Combination	335.2	-475.1	-5.2	0.0	-51.4	-1299.2
1	0	SLU4	Combination	-512.5	-175.2	-20.4	0.0	-153.0	-343.1
1	0	SLU5	Combination	-750.8	-273.5	-20.2	0.0	-158.6	-678.7
1	0	SLU6	Combination	-449.0	-272.9	-16.7	0.0	-124.6	-690.9
1	0	SLV3	Combination	264.3	-476.6	-13.6	0.0	-133.0	-1132.8
2	0	SLU1	Combination	-658.9	-180.9	21.8	0.0	232.3	-234.4
2	0	SLV1	Combination	299.8	-475.9	9.4	0.0	92.2	-1216.0
2	0	SLU2	Combination	-584.1	-183.2	9.2	0.0	158.5	-335.6
2	0	SLU3	Combination	-282.3	-182.6	5.7	0.0	124.5	-347.8
2	0	SLV2	Combination	335.2	-475.1	5.2	0.0	51.4	-1299.2
2	0	SLU4	Combination	-406.5	-182.2	5.7	0.0	99.0	-376.3
2	0	SLU5	Combination	-716.3	-280.6	6.7	0.0	101.8	-707.6
2	0	SLU6	Combination	-414.5	-280.0	3.1	0.0	67.9	-719.8
2	0	SLV3	Combination	264.3	-476.6	13.6	0.0	133.0	-1132.8
7	0	SLU1	Combination	-1164.7	-173.5	-19.0	0.0	-162.3	-175.7
7	0	SLV1	Combination	166.8	-472.9	-6.9	0.0	-67.6	-1193.2
7	0	SLU2	Combination	-1132.1	-171.5	-22.5	0.0	-148.2	-256.1
7	0	SLU3	Combination	-780.9	-171.6	-19.8	0.0	-121.9	-272.9
7	0	SLV2	Combination	261.3	-473.3	-3.6	0.0	-36.0	-1284.1
7	0	SLU4	Combination	-672.5	-173.1	-17.0	0.0	-120.8	-325.8
7	0	SLU5	Combination	-930.8	-271.8	-16.9	0.0	-126.9	-661.4
7	0	SLU6	Combination	-579.6	-271.9	-14.2	0.0	-100.5	-678.2
7	0	SLV3	Combination	72.3	-472.4	-10.2	0.0	-99.1	-1102.3
9	0	SLU1	Combination	-1032.1	-175.7	17.2	0.0	187.8	-197.3
9	0	SLV1	Combination	166.8	-472.9	6.9	0.0	67.6	-1193.2
9	0	SLU2	Combination	-917.9	-178.5	6.2	0.0	128.8	-303.3
9	0	SLU3	Combination	-566.6	-178.6	3.4	0.0	102.5	-320.1
9	0	SLV2	Combination	261.3	-473.3	3.6	0.0	36.0	-1284.1
9	0	SLU4	Combination	-611.5	-177.5	2.9	0.0	71.9	-348.0
9	0	SLU5	Combination	-913.2	-275.4	3.3	0.0	69.6	-676.5
9	0	SLU6	Combination	-562.0	-275.5	0.6	0.0	43.2	-693.4
9	0	SLV3	Combination	72.3	-472.4	10.2	0.0	99.1	-1102.3
11	0	SLU1	Combination	-1254.8	-168.1	0.5	0.0	27.0	-144.9
11	0	SLV1	Combination	109.5	-470.7	0.0	0.0	0.0	-1176.9
11	0	SLU2	Combination	-1148.7	-170.1	-5.9	0.0	11.8	-247.9
11	0	SLU3	Combination	-773.6	-171.1	-5.9	0.0	11.8	-270.2
11	0	SLV2	Combination	232.4	-472.5	0.0	0.0	0.0	-1275.9
11	0	SLU4	Combination	-727.7	-171.9	-6.6	0.0	-19.4	-314.9
11	0	SLU5	Combination	-1008.1	-270.3	-6.7	0.0	-28.2	-646.8
11	0	SLU6	Combination	-633.0	-271.3	-6.7	0.0	-28.2	-669.1
11	0	SLV3	Combination	-13.4	-469.0	0.0	0.0	0.0	-1077.9
31	0	SLU1	Combination	-2401.0	-181.1	-27.3	0.0	-244.2	-221.3
31	0	SLV1	Combination	-2143.7	-476.2	-11.4	0.0	-108.8	-1218.4
31	0	SLU2	Combination	-2219.9	-176.6	-29.9	0.0	-220.1	-288.1
31	0	SLU3	Combination	-1876.6	-175.8	-26.1	0.0	-183.6	-298.9
31	0	SLV2	Combination	-1858.2	-475.5	-6.8	0.0	-63.9	-1302.0
31	0	SLU4	Combination	-1612.9	-175.5	-22.3	0.0	-168.7	-345.0
31	0	SLU5	Combination	-2053.5	-274.3	-22.6	0.0	-177.2	-684.0
31	0	SLU6	Combination	-1710.2	-273.5	-18.8	0.0	-140.6	-694.8
31	0	SLV3	Combination	-2429.2	-476.9	-16.1	0.0	-153.7	-1134.7
32	0	SLU1	Combination	-2140.3	-181.3	24.8	0.0	257.9	-237.3
32	0	SLV1	Combination	-2143.7	-476.2	11.4	0.0	108.8	-1218.4
32	0	SLU2	Combination	-1799.6	-183.9	11.3	0.0	176.8	-340.4
32	0	SLU3	Combination	-1456.3	-183.1	7.5	0.0	140.3	-351.3
32	0	SLV2	Combination	-1858.2	-475.5	6.8	0.0	63.9	-1302.0
32	0	SLU4	Combination	-1494.0	-182.6	6.6	0.0	109.6	-378.9
32	0	SLU5	Combination	-2019.9	-281.4	7.7	0.0	113.6	-712.6
32	0	SLU6	Combination	-1676.5	-280.5	3.9	0.0	77.1	-723.4
32	0	SLV3	Combination	-2429.2	-476.9	16.1	0.0	153.7	-1134.7
35	0	SLU1	Combination	-2745.8	-169.1	-23.8	0.0	-210.4	-148.5
35	0	SLV1	Combination	-2311.4	-472.0	-10.5	0.0	-99.8	-1187.6
35	0	SLU2	Combination	-2454.4	-167.8	-26.4	0.0	-186.3	-233.2
35	0	SLU3	Combination	-2055.1	-168.3	-23.0	0.0	-153.9	-252.0
35	0	SLV2	Combination	-1956.5	-473.2	-6.2	0.0	-59.0	-1283.3
35	0	SLU4	Combination	-1805.5	-171.2	-20.6	0.0	-152.2	-314.0
35	0	SLU5	Combination	-2269.2	-270.7	-21.1	0.0	-163.1	-654.8
35	0	SLU6	Combination	-1869.8	-271.1	-17.8	0.0	-130.7	-673.6
35	0	SLV3	Combination	-2666.4	-470.8	-14.7	0.0	-140.6	-1091.9
37	0	SLU1	Combination	-2570.8	-173.1	23.3	0.0	243.7	-180.7
37	0	SLV1	Combination	-2311.4	-472.0	10.5	0.0	99.8	-1187.6
37	0	SLU2	Combination	-2176.9	-177.3	10.7	0.0	171.1	-296.2
37	0	SLU3	Combination	-1777.5	-177.8	7.4	0.0	138.7	-315.0
37	0	SLV2	Combination	-1956.5	-473.2	6.2	0.0	59.0	-1283.3
37	0	SLU4	Combination	-1730.2	-176.1	5.4	0.0	98.6	-339.8
37	0	SLU5	Combination	-2251.2	-274.4	6.1	0.0	98.6	-670.1
37	0	SLU6	Combination	-1851.8	-274.8	2.8	0.0	66.1	-688.9
37	0	SLV3	Combination	-2666.4	-470.8	14.7	0.0	140.6	-1091.9
41	0	SLU1	Combination	-2891.0	-160.4	9.3	0.0	108.5	-96.4
41	0	SLV1	Combination	-2414.2	-468.4	0.0	0.0	0.0	-1162.5
41	0	SLU2	Combination	-2498.3	-164.7	6.7	0.0	132.8	-214.3
41	0	SLU3	Combination	-2066.1	-166.5	6.7	0.0	132.8	-241.6
41	0	SLV2	Combination	-2017.3	-471.8	0.0	0.0	0.0	-1271.8
41	0	SLU4	Combination	-1896.0	-168.3	-4.0	0.0	7.4	-292.6
41	0	SLU5	Combination	-2393.5	-267.9	-7.1	0.0	-28.1	-631.6
41	0	SLU6	Combination	-1961.4	-269.6	-7.1	0.0	-28.1	-658.8
41	0	SLV3	Combination	-2811.2	-465.1	0.0	0.0	0.0	-1053.3

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre $\phi 30$ mm.

Si precisa che, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni flessionali ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Copia di PALO

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

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 25
- Diametro barre: 3 [cm]
- Copriferro (baric.): 9 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Materiali

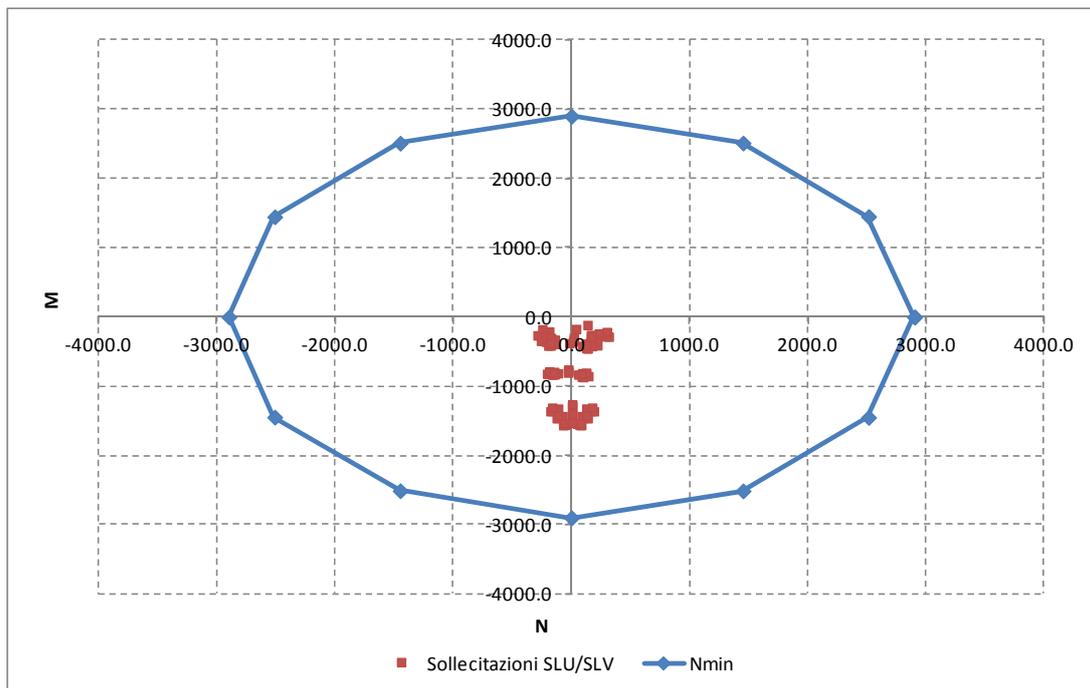
B450C	C25/30
67.5	2
391.3	3.5
ϵ_{su} 200 000 ‰	ϵ_{c2} 14.17 ‰
f_{yd} 15 N/mm ²	ϵ_{cu} 0.8 ‰
E_s 1.957 N/mm ²	f_{cd} 9.75
E_s/E_c 255	f_{cc}/f_{cd} 0.6
ϵ_{syd} ‰	$\sigma_{c,adm}$ 1.829
$\sigma_{s,adm}$ N/mm ²	τ_{c0}
	τ_{c1}

Calcoli

M_{xRd}: 2 944 kN m
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 8.455 ‰
d: 110.6 cm
x: 32.38 x/d: 0.2928
 δ : 0.806

Parametri

52 100
Calcola MRd Dominio M-N
0 Col. modello
L₀ cm Precompresso



Come si deduce dalla figura sopra riportata, la verifica a presso-flessione risulta soddisfatta in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno del dominio resistente.

Verifica a taglio

La massima azione tagliante, ottenuta come sopra descritto, vale (si precisa che, in accordo con le indicazioni riportate nella relazione geotecnica, si sono incrementate secondo un fattore 1.2 le sollecitazioni taglianti ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo):

- $V_{Ed} = 572.6 \text{ KN}$.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significati sforzi di trazione è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 10 mm e passo pari a 200 mm. In tal caso si ha quanto segue (si precisa che si schematizza la sezione circolare ad una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$ volte il diametro).

b (mm)	1200.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	960.0	altezza della sezione
d (mm)	912.0	altezza utile
f_{ck} (MPa)	25.0	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f_{yd} (MPa)	391.0	resistenza di progetto dell'acciaio
f_{cd} (MPa)	14.17	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'_{cd} (MPa)	7.08	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima

Resist. a taglio della trave armata a taglio	
A_{st} (mmq)	158.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	5.15
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	633.8
V_{Rd2} (kN)	2405.8
V_{Rd} (kN)	633.8

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta; l'armatura assunta è pari a circa 790 mmq/m.

7.1.4. Verifica a fessurazione pali – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell'aggressività dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

Si è poi proceduto, quando significativo, alla stima dell'ampiezza massima delle fessure secondo la verifica del metodo diretto.

Combinazione frequente

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente in sommità palo per tutte le combinazioni di carico frequenti e contemporaneamente il minimo valore dell'azione assiale, si ha quanto riportato sotto.

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

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

Titolo: **PALO**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N* barre uguali: 25
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N* barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	680	474	kN
M _{xEd}	0	481	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -3.39 N/mm²
 σ_s 60.32 N/mm²
 ϵ_s 0.3016 ‰
 d 110.6 cm
 x 50.59 x/d 0.4574
 δ 1

Vertici: 52
 Verifica
 N* iterazioni: 4
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa. Si è proceduto anche secondo il metodo diretto: la seguente Figura mostra come la massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio in ipotesi di sezione totalmente reagente sia inferiore alla sua resistenza a trazione ai fini della formazione delle fessure.

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

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

Titolo: **PALO**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 25
Diametro barre: 3 [cm]
Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 680 474 kN
M_{xEd}: 0 481 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

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

Materiali

B450C 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
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 ?
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -2.466 N/mm²
 σ_c : 1.786 N/mm²
 ϵ_s : 0.1089 ‰

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 4
 Precompresso

$$\sigma_t = f_{tcm}/1.2 = 2.14 > \sigma_{max} = 1.79 \text{ MPa.}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta in quanto non si ha l'innesco delle fessure.

Combinazione quasi permanente

Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

7.1.5. Verifica a capacità portante per carichi verticali

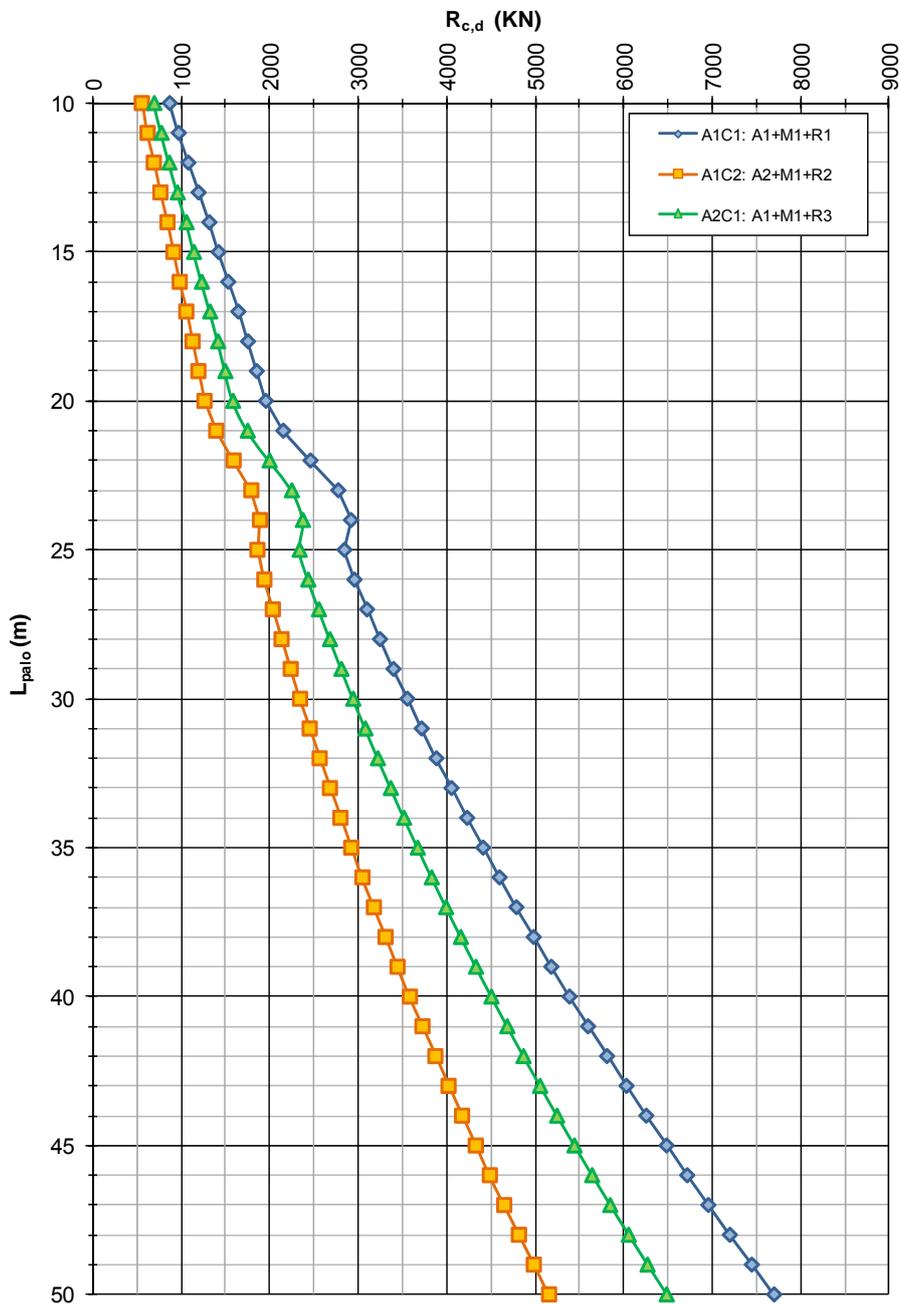
La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera sia il caso di palo singolo, sia il caso di fondazione come palificata di gruppo i cui pali presentano interasse pari a 3 volte il diametro dei pali. Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 30.0 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del palo):

$$R_{cd} = 2945.0 \text{ KN}$$

AVI05 - Viadotto S.P.43 Maestra Grande - ZO18

NTC del 14/01/2008

Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

- $N_{Ed} = 2891.0$ KN.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra loro 3 volte il loro diametro, è possibile fare riferimento ad un coefficiente di efficienza pari a 0.7. Si ha pertanto quanto segue (il massimo carico verticale globale N_{Ed} è stato ottenuto dal modello di calcolo come "Base Reaction" in direzione verticale a cui è stato sottratto il peso dei pali).

The screenshot shows a software window titled "Base Reactions" with a menu bar (File, View, Format-Filter-Sort, Select, Options) and a "Units: As Noted" dropdown. The main area contains a table with the following data:

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1807.65	74.34	29187.776	31.554	35792.2945	341.964
	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-8076.259	0.00000001027	15100.35	-6949.431	-85523.1177	0.00000001681

At the bottom of the window, there is a "Record:" field showing "1 of 2" and buttons for "Add Tables..." and "Done".

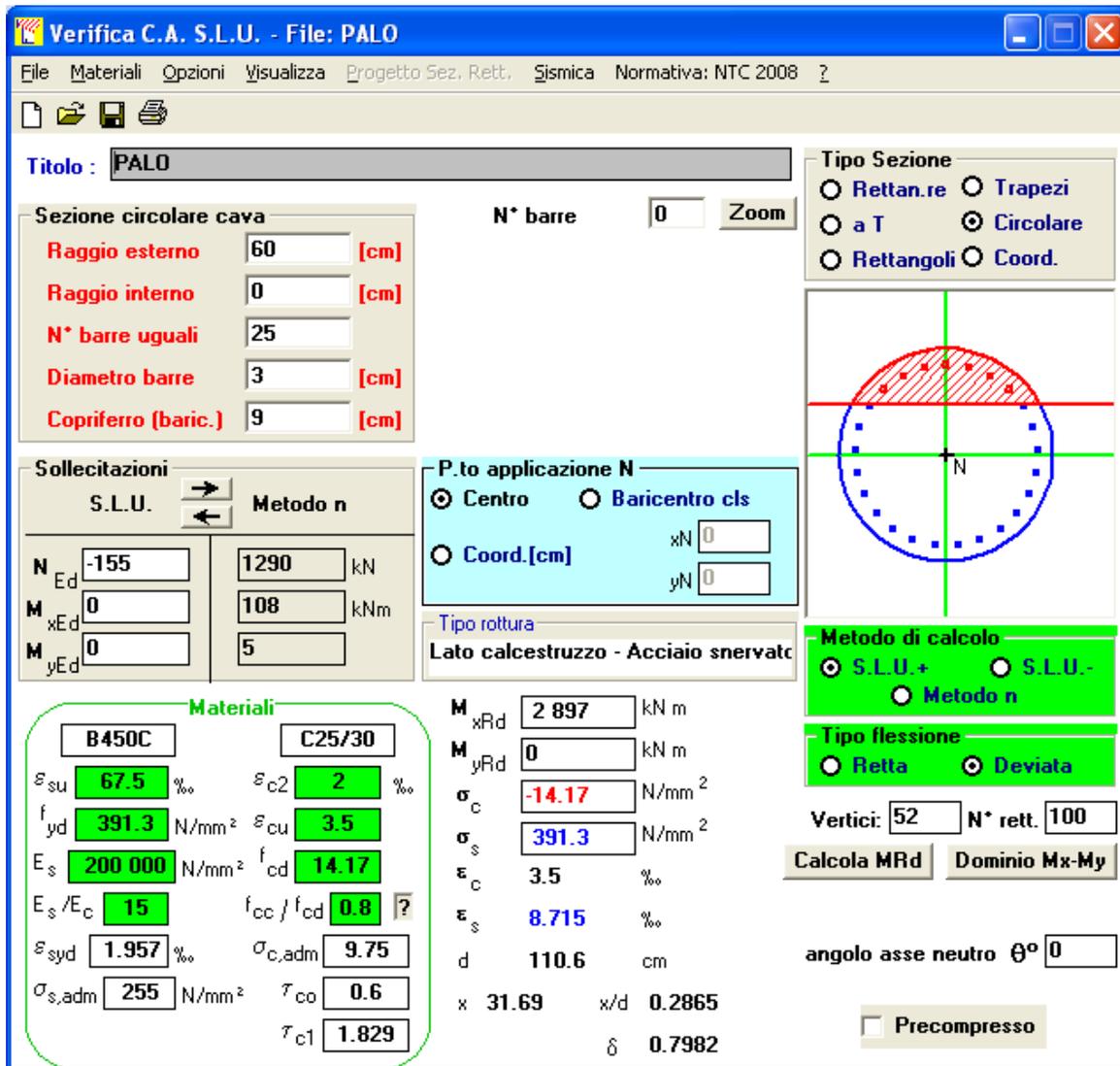
$$Q_{G,Rd} = 0.7 \cdot 2795 \cdot 10 = 19565.0 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 29187.8 - 10 \cdot 1.35 \cdot 848.2 = 17737.1 < Q_{G,Rd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.1.6. Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

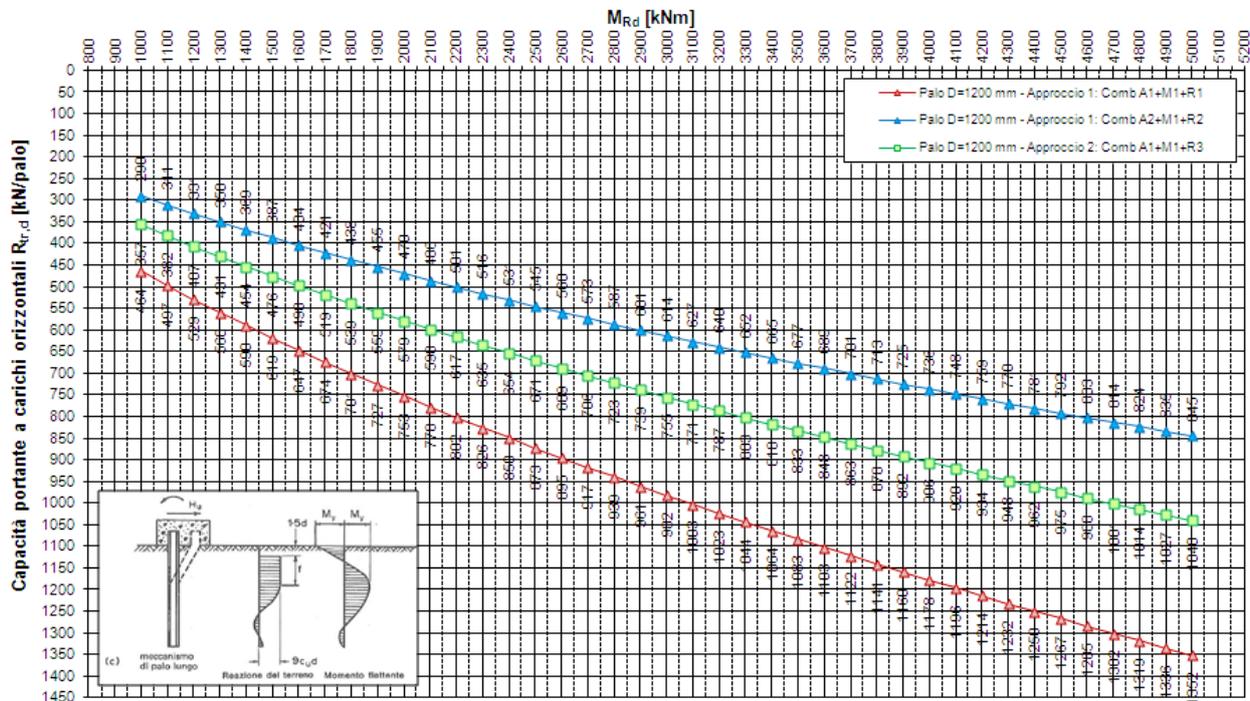
Dalla seguente Figura, ottenuta dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali. Il valore dell'azione assiale minima per lo stato limite ultimo (SLU/SLV) vale, in trazione, 155.2 KN a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 739.0 \text{ KN} > V_{Ed} = 572.6 \text{ KN}.$$

Pali di fondazione - Opera AVI05 - ZO18
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
D = 1200 mm - condizione di incastro in testa



Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza pari a 0.8 (per tale verifica, indagando il gruppo di pali, non si deve considerare un fattore moltiplicativo di 1.2, diversamente da quanto già fatto per la verifica del singolo palo). Si ha pertanto (H_{Ed} è l'azione ottenuta cautelativamente considerando per tutti i pali il massimo in valore dell'azione tagliante agente longitudinalmente e il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 10 \cdot 771 = 6168.0 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} = 477.2 \cdot 10 = 4771.7 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} < H_{Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.