



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

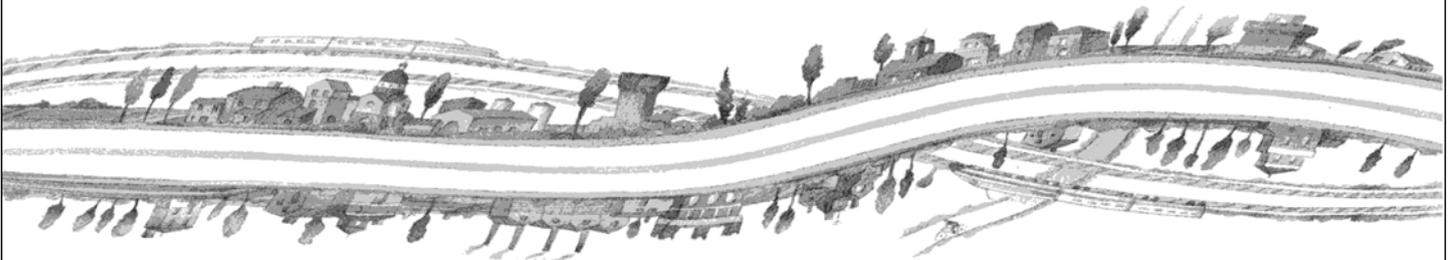
PROGETTO DEFINITIVO

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

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO18 - PONTE SULLO SCOLMATORE FIUME RENO

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: -
2502	PD	0	A44	APO18	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, CR).....	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.....	37
6.5.	CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	40
6.5.1.	Dimensionamento soletta d'impalcato	40
6.5.2.	Dimensionamento cassone metallico	40
6.5.2.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	40
6.5.2.2	Verifiche di deformabilità – SLE	45
6.5.3.	Dimensionamento controventamenti trasversali.....	46
6.5.4.	Dimensionamento delle pile	46
6.5.4.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	46
6.5.4.2	Verifica a fessurazione – SLE	53
6.5.5.	Plinto di fondazione delle pile	55

6.5.6.	Dimensionamento dei palidi fondazione delle pile	55
6.5.6.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	55
6.5.6.2	Verifica a fessurazione – SLE	59
6.5.6.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali	61
6.5.6.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	64
6.5.7.	Dimensionamento del sistema di isolamento sismico	66
6.5.8.	Dimensionamento dei giunti di dilatazione	72
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE	75
7.1.1.	Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV	82
7.1.2.	Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE	85
7.1.3.	Verifiche di Resistenza dei pali – SLU/SLV	88
7.1.4.	Verifica a fessurazione dei pali – SLE	92
7.1.5.	Verifica a capacità portante per carichi verticali	95
7.1.6.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	98

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è un ponte costituito da 3 campate con luci di calcolo, misurate in asse tracciato stradale, pari rispettivamente a 80 m, 80 m e 80 m, per una lunghezza totale di 240 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 non 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 3.80 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 3.50 m sono previsti dei controventamenti trasversali realizzati con profilati ad L per i correnti superiori e per i diagonali, mentre per l'irrigidimento delle anime e della piattabanda inferiore si prevedono delle normali costole metalliche a loro volta irrigidite da elementi longitudinali poste ad un interasse opportuno. 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).

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.

La vita nominale dell'opera è assunta pari a 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	Diagrammi	Diagrammi Idraulici	Trave di coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
PONTE SULLO SCOLMATORE RENO															
APO18	Ponte alla progr. 47+416	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	105				110	125			200	80			
APO18	Ponte alla progr. 47+416	PILA su Pali	110				105	85			200				
APO18	Ponte alla progr. 47+416	IMPALCATO ACCIAIO											220		385

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: 11.39542°;
- Latitudine: 44.81305°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV → $C_u = 2.0$;
- 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.

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 il solo cassone metallico soggetto 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 il cassone metallico con soletta in c.a. collaborante soggetto 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 la sezione e la suddivisione in conci;
- Per i conci in pila nel modello "SLU" si è ridotto il momento d'inerzia rispetto all'asse d'inerzia orizzontale per trascurare il contributo della soletta in c.a. ipotizzata fessurata in tali zone e si è invece inserita l'armatura metallica di soletta;
- 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 sismici a scorrimento con superficie curva (isolatori a pendolo ad attrito) 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 rettangolare di larghezza pari a 9.20 m e altezza 1.90 m;

- 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) seguendo le indicazioni riportate nella relazione geotecnica di riferimento;
- Le spalle non sono schematizzate in quanto analizzate con una modellazione dedicata (punto 7); i modelli terminano con una coppia di elementi di collegamento “link” schematizzante la coppia dei due isolatori sismici direttamente incastrati alla base.

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

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	3.800	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	1.800	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	5.900	m
Spessore ali superiori $t_{f,sup}$	0.090	m
Spessore ala inferiore $t_{f,inf}$	0.060	m
Spessore anime t_w	0.032	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	65.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.134	rad
Area sezione trasversale A	0.9357491	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.831	m
Momento di inerzia baricentrico J	2.6348	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	1.4392359	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	1.4880037	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-1.402051	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-1.337974	m ³
Peso al m	73.46	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.2577	m ²

Concio in pila – solo cassone metallico

Armatura superiore in soletta		
Diametro	16	mm
Numero	80	-
Area	0.0161	m ²
Distanza da estradosso soletta	0.07	m
Armatura inferiore in soletta		
Diametro	16	mm
Numero	80	-
Area	0.0161	m ²
Distanza da intradosso soletta	0.08	m
Area	0.9679	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.902	m
J baricentrico	2.7788	m ⁴
Area resistente a taglio	0.2577	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	1.4609	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	1.5085	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-1.5371	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-1.4642	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.4050	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-1.2760	m ³

Concio in pila – cassone metallico + armatura soletta

Altezza totale cassone h	3.800	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	1.800	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	5.900	m
Spessore ali superiori $t_{f, sup}$	0.070	m
Spessore ala inferiore $t_{f, inf}$	0.050	m
Spessore anime t_w	0.026	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	65.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.134	rad
Area sezione trasversale A	0.7581424	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.788	m
Momento di inerzia baricentrico J	2.1425	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	1.1985715	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	1.2330619	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-1.102987	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-1.064621	m ³
Peso al m	59.51	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.2111	m ²

Concio intermedio – solo cassone metallico

Armatura superiore in soletta		
Diametro	16	mm
Numero	80	-
Area	0.0161	m ²
Distanza da estradosso soletta	0.07	m
Armatura inferiore in soletta		
Diametro	16	mm
Numero	80	-
Area	0.0161	m ²
Distanza da intradosso soletta	0.08	m

Area	0.7903	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.877	m
J baricentrico	2.2912	m ⁴
Area resistente a taglio	0.2111	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	1.2208	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	1.2542	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-1.2363	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-1.1913	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.1437	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-1.0399	m ³

Concio intermedio – cassone metallico + armatura in soletta

Altezza totale cassone h	3.800	m
Larghezza ali superiori b _{sup}	1.300	m
Larghezza ala inferiore b _{inf}	5.900	m
Spessore ali superiori t _{f, sup}	0.045	m
Spessore ala inferiore t _{f, inf}	0.040	m
Spessore anime t _w	0.016	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	65.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.134	rad
Area sezione trasversale A	0.4841696	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.437	m
Momento di inerzia baricentrico J	1.2935	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.9003634	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.9261498	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.557942	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.547319	m ³
Peso al m	38.01	kN/m
Area a taglio lungo y A _{v,y}	0.1312	m ²

Concio campata – solo cassone metallico

Caratteristiche soletta		
Spessore s	0.35	m
Larghezza collaborante b	16.35	m
Area sezione trasversale A	5.7225	m ²
Altezza baricentro da intradosso	3.975	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0584172	m ⁴
Area trasversale A _{id}	0.9244	m ²
Altezza baricentro da intradosso y _{id}	2.6454	m
Momento di inerzia baricentrico J _{id}	2.7836	m ⁴
Area resistente a taglio direzione y A _{v,y}	0.1312	m ²
Area linea media per torsione	30.26	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	1.0522	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	1.0684	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-2.5087	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-2.4110	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-2.2547	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-1.9404	m ³
Modulo di flessione - fibra 5	-1.8501	m ³

Concio campata – cassone metallico + soletta c.a.

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 30.26 m².

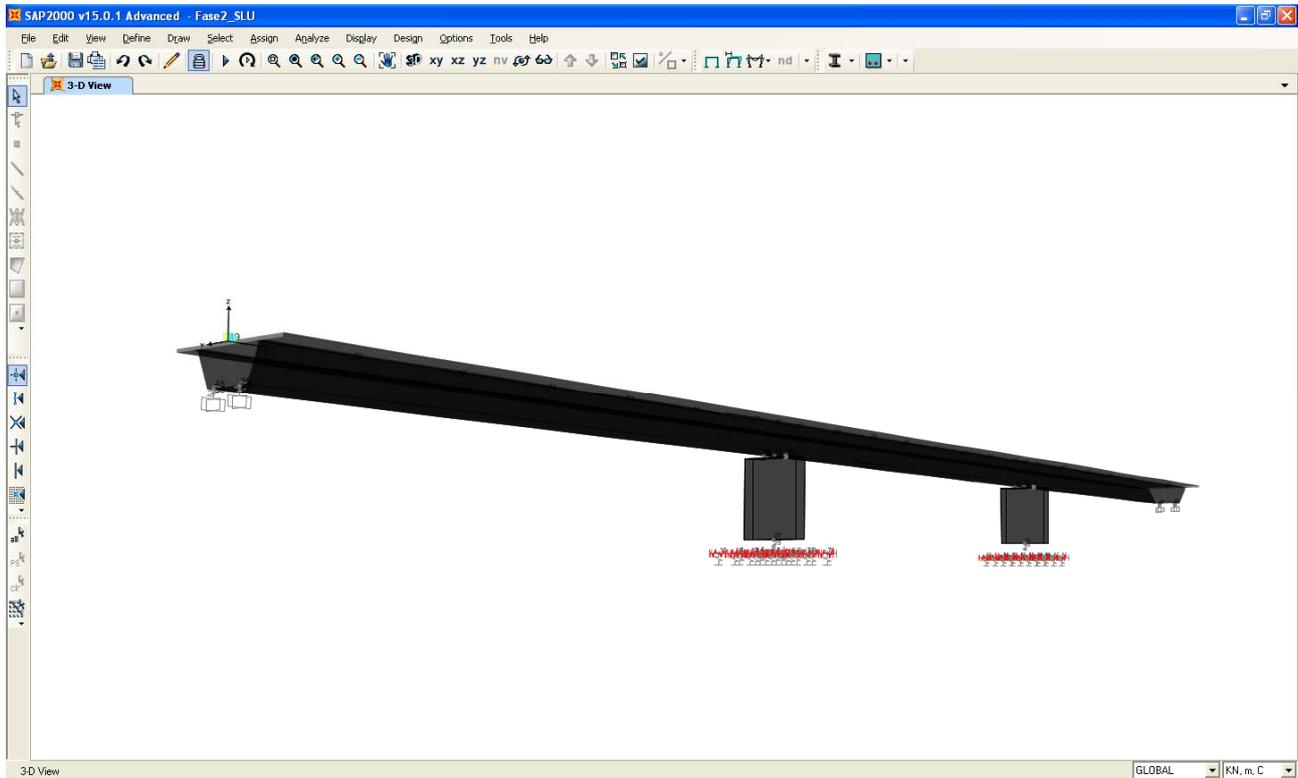


FIGURA 6-1: IMMAGINE DEL MODELLO DI CALCOLO “SLU”

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 20 KN agli elementi “link” schematizzanti gli isolatori sismici e un carico concentrato pari a 8200 KN ai nodi baricentrici dei plinti di fondazione in modo da simulare il loro peso proprio e la loro massa.

6.2.2. Carichi permanenti portati (SP, SL, CR)

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

Nel modello “Fase 1” è stato assegnato il peso della soletta gettata in opera pari a 148.8 KN/m ed il peso di irrigidimenti, crociere, controventamenti e piolature per un totale di 17 KN/m.

Nel modello “SLU” è stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale, dei cordoli di impalcato, dei guard-rail, della veletta laterale, delle strutture leggere reggi-impianti, per un totale pari a 59.0 KN/m.

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 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 “frames” schematizzanti l'impalcato come somma di una variazione termica negativa uniforme pari a -6 °C ed una variazione termica “a farfalla” pari a +/- 6 °C (con intradosso positivo ed estradosso negativo).

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:

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

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 della determinazione 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. Poiché l'incidenza percentuale delle sollecitazioni derivanti dalla loro applicazione, in riferimento alle massime sollecitazioni agenti in condizione statica (SLU), risulta all'incirca pari all'1% - 3%, i cedimenti in oggetto possono essere trascurati.

6.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)

Per quanto riguarda le combinazioni di carico in condizione statica, fino a quando le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai dispositivi di vincolamento risultano inferiori alle forze d'attrito, i dispositivi si comportano come collegamenti rigidi; una volta superato tale valore di forza, si comportano come collegamenti elastici di rigidezza crescente all'aumentare dall'azione assiale agente (diversa da combinazione a combinazione) e al diminuire dello spostamento orizzontale (anch'esso diverso tra una combinazione di carico e l'altra). Dal momento però 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) in cui viene considerato il ritiro al suo valore caratteristico e le variazioni termiche al 50% del loro valore caratteristico, 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 parte 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 1 Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite	27.	27.	300.
Fixed Length	1.2	27.	27.	300.
Trailing Load	Infinite	27.	27.	300.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

Vehicle Remains Fully In Path

Vehicle Data

Vehicle name: Units:

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: Units:

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: Corsia 4 Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Trailing Load	Infinite		15.4	
Trailing Load	Infinite		15.4	

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:

$$F_{FR} = 0.6*(2*300) + 0.1*9*3*240 = 1008 \text{ KN} > 900 \text{ KN} \Rightarrow 900 \text{ KN}.$$

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) tramite la loro resistenza di attrito statico.

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 ortogonale all'asse dell'impalcato. 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 di ingombro dei veicoli (assunta pari a 3.0 m).

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

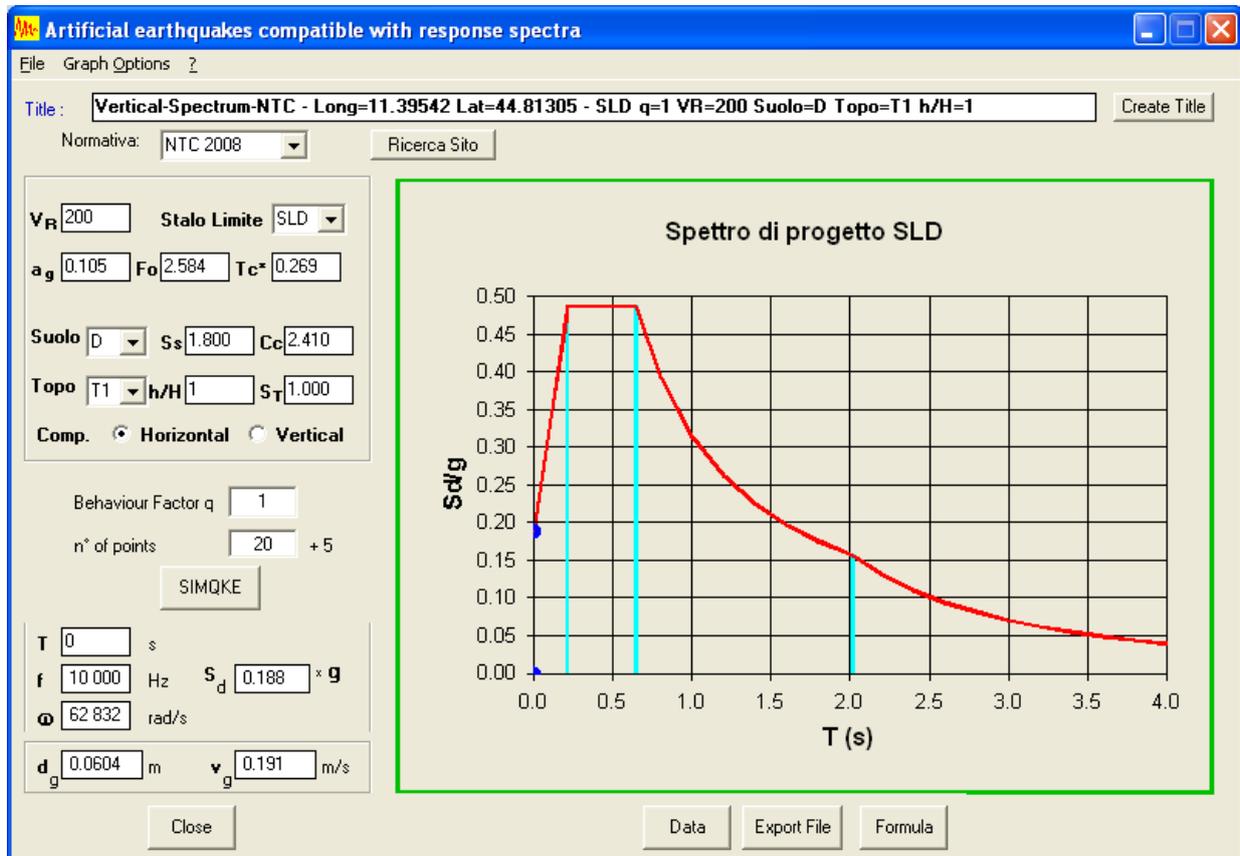
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori a scorrimento a superficie curva (Friction Pendulum Isolators), inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08 (si veda per maggiori informazioni il punto 6.4). Tale 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.

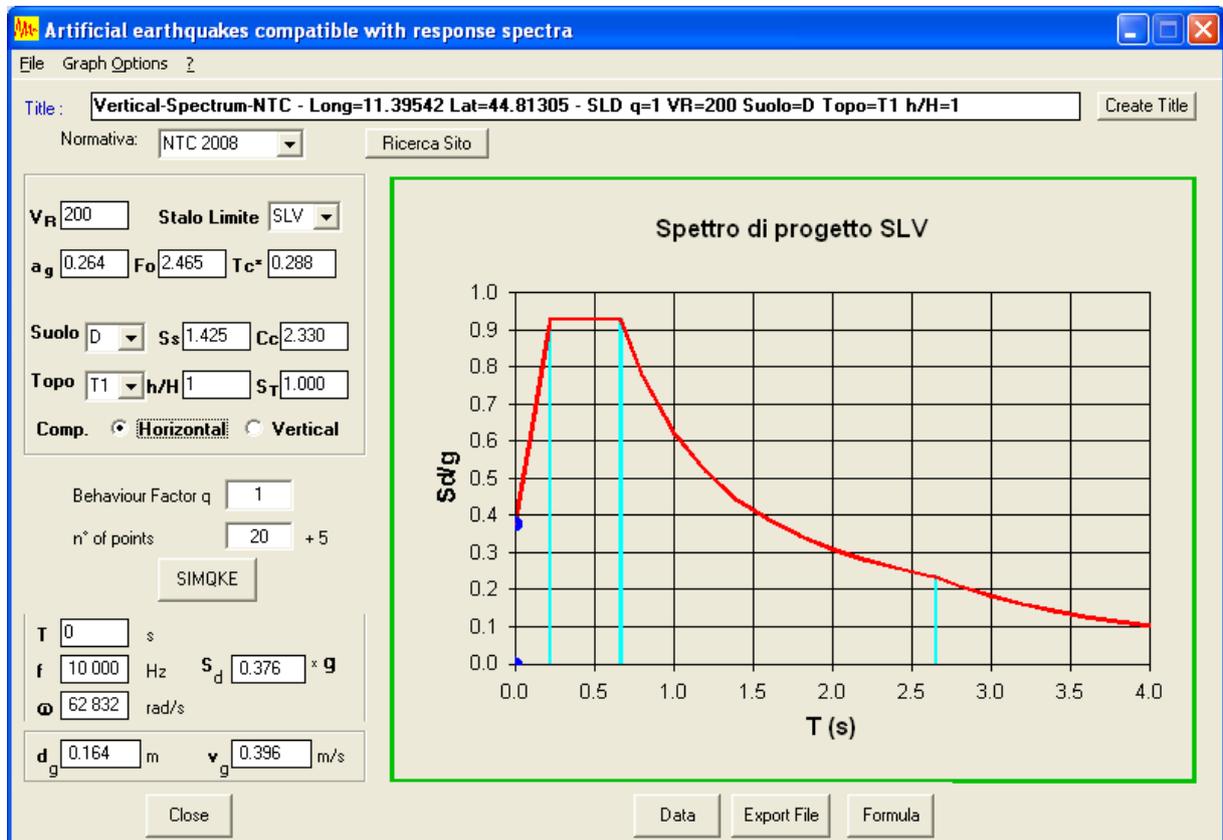
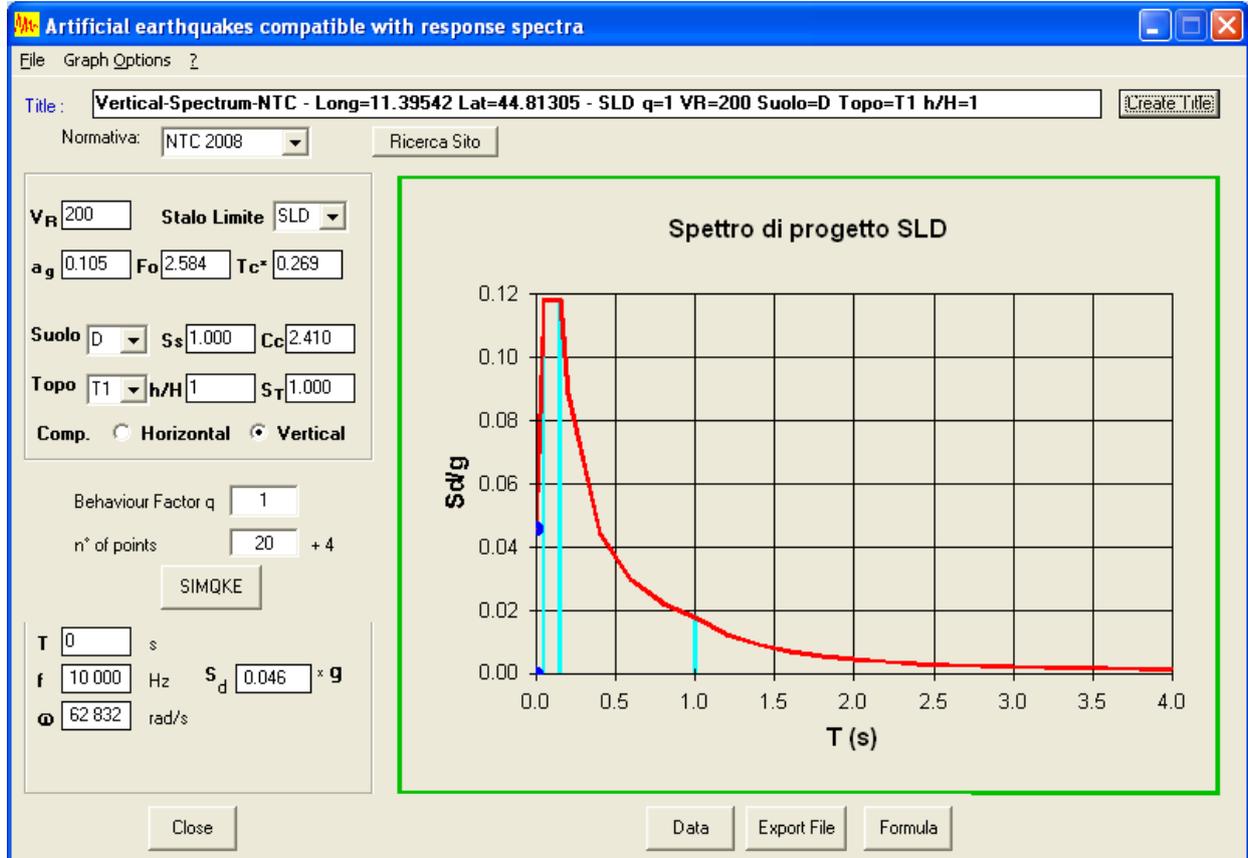
La determinazione dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

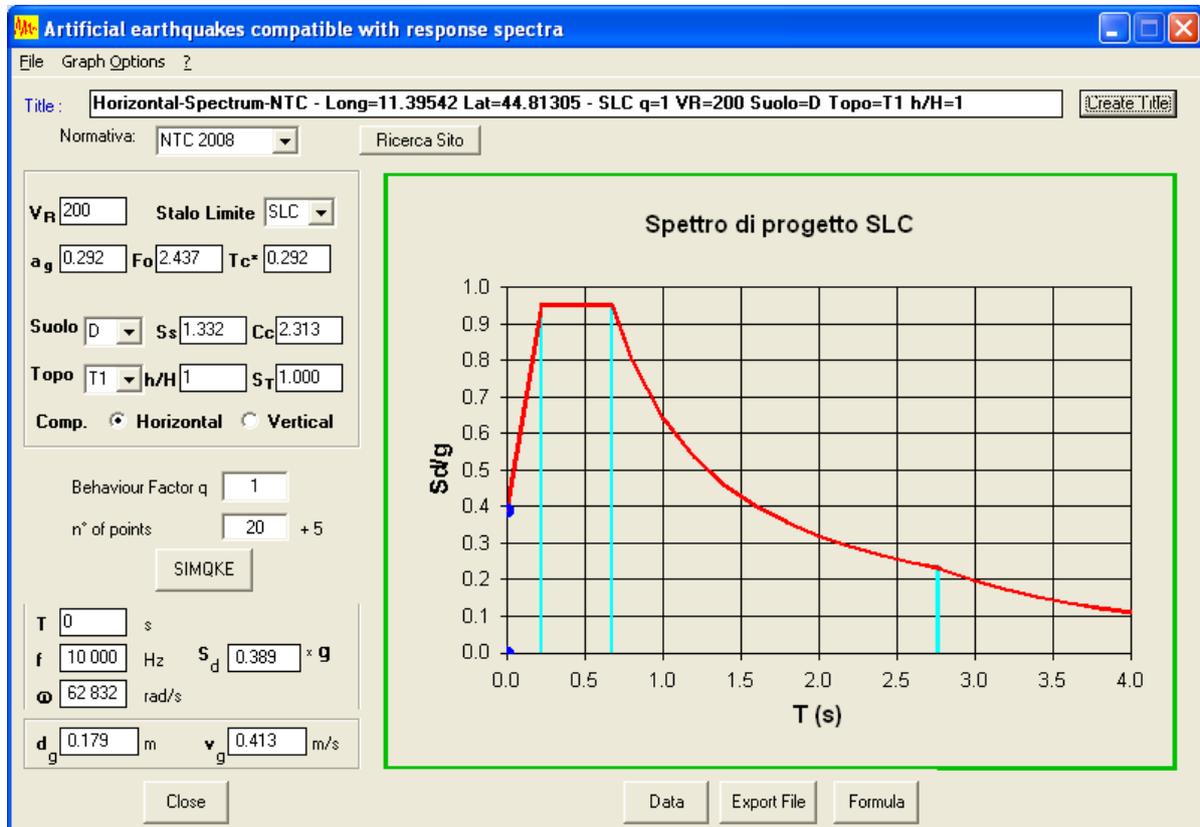
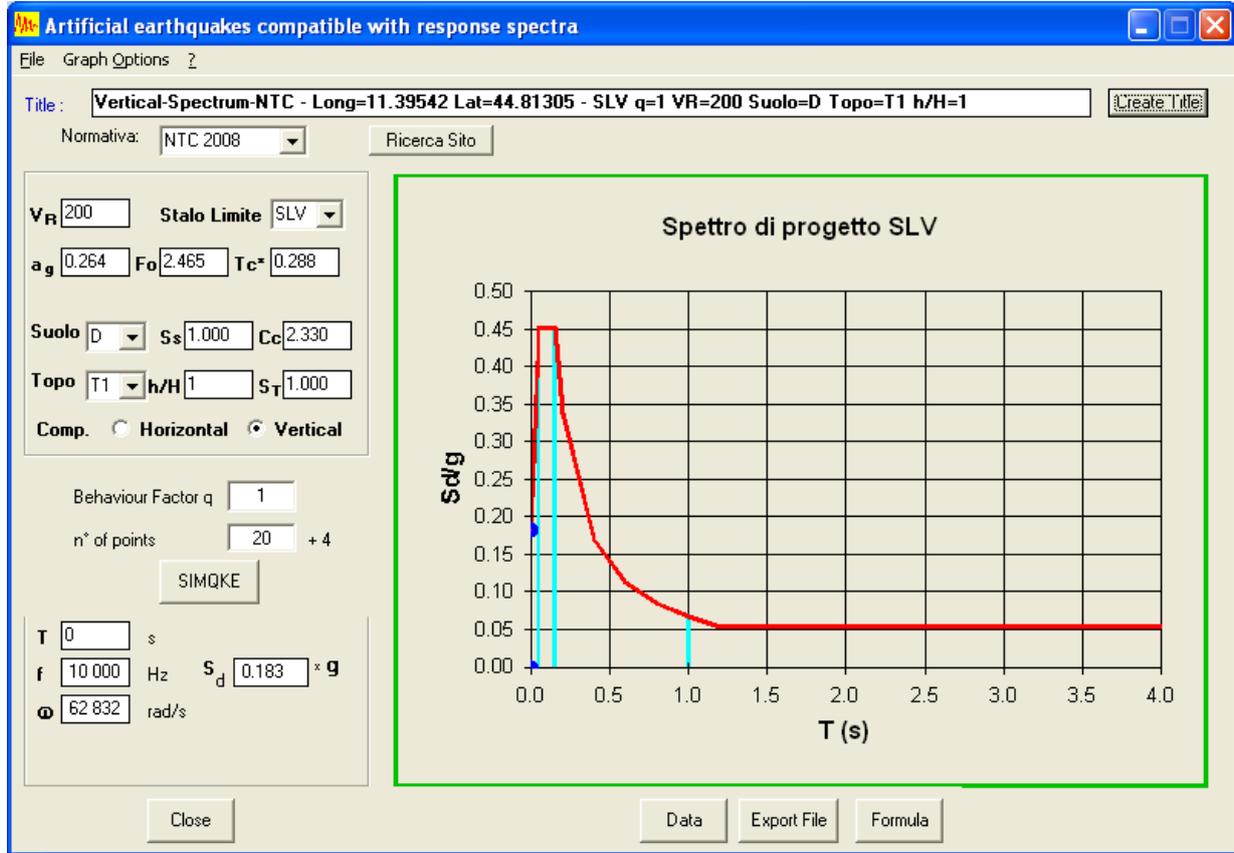
- Longitudine: 11.2645° ;
- Latitudine: 44.80993°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV $\rightarrow C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;

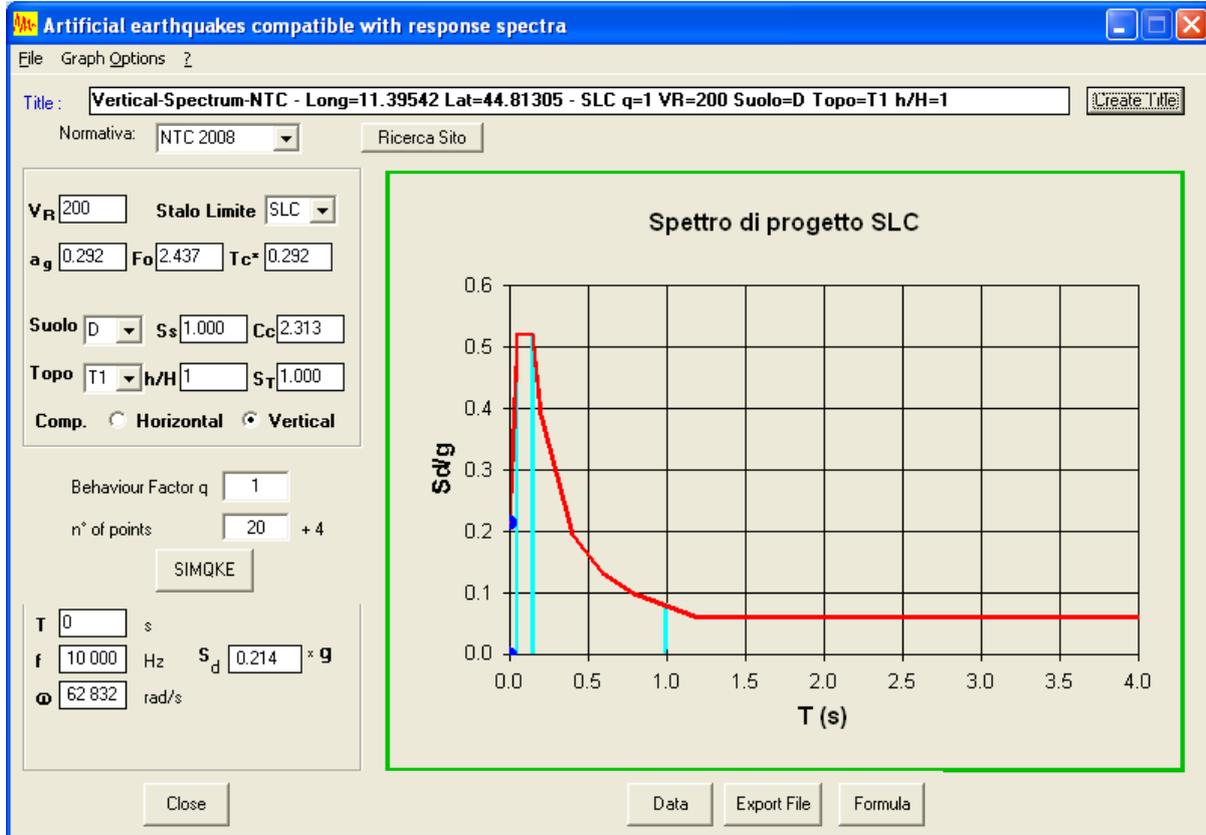
- Categoria di sottosuolo: D;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura: $q = 1$ (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- Indice di smorzamento viscoso equivalente: $\xi = 0.05$ (si veda il punto 6.4).

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	300 mm	X	300 mm
N	12104 KN	N	4124 KN
K_{esi}	5893.9 KN/m	K_{esi}	2008.1 KN/m
ξ_{esi}	0.283 -	ξ_{esi}	0.283 -

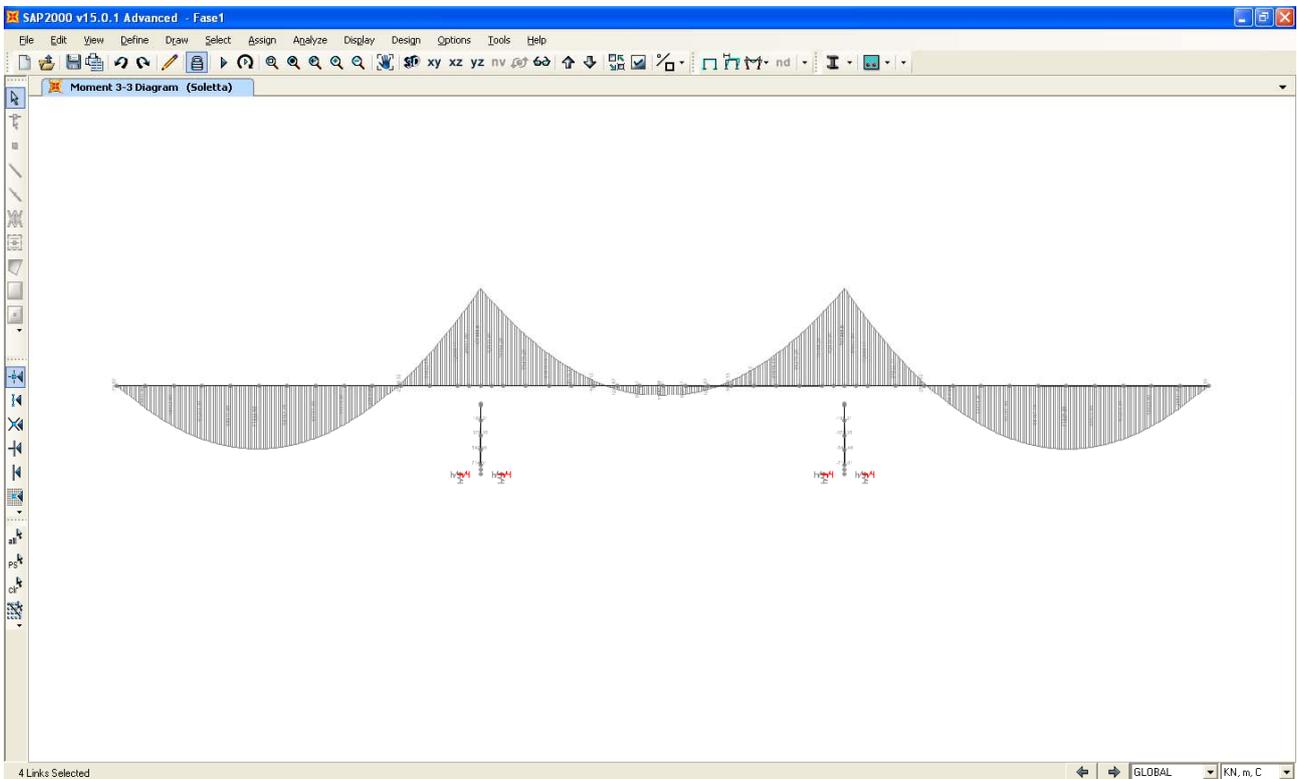
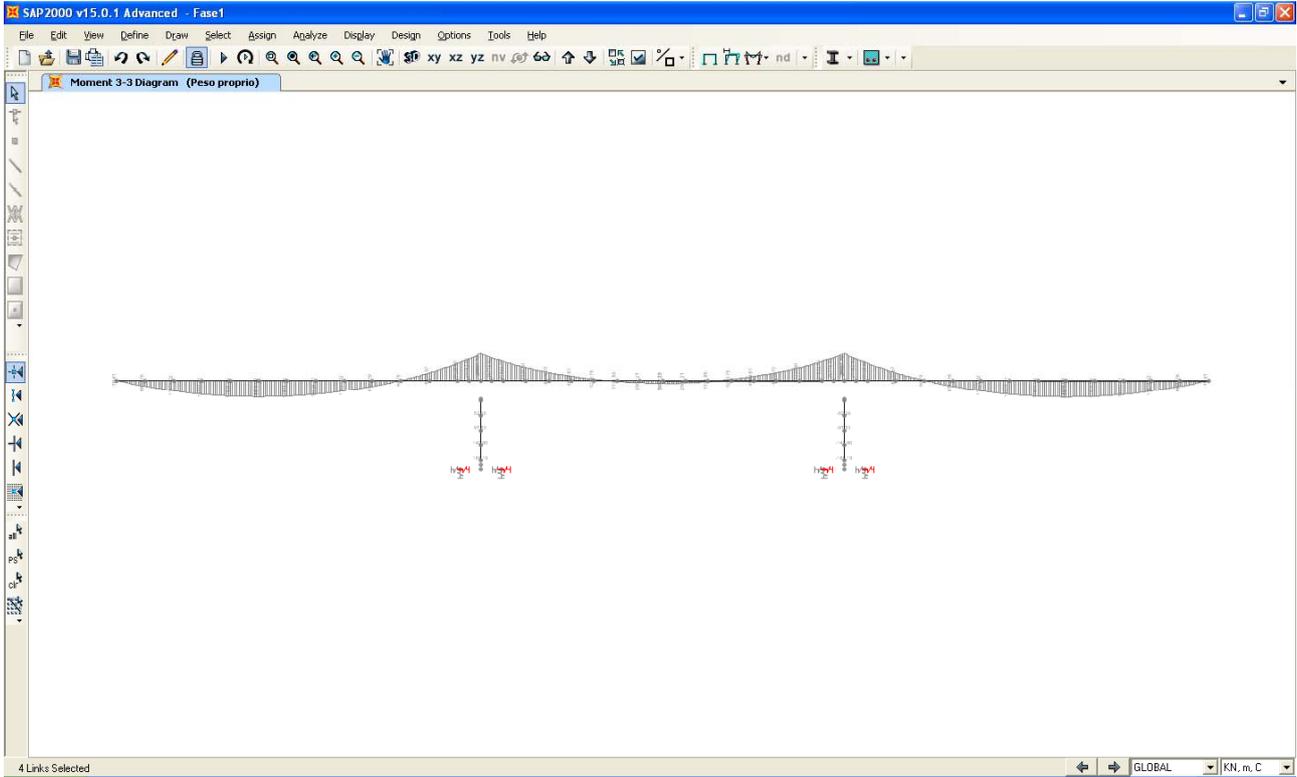
Dal momento che la rigidità del sistema di isolamento K_{esi} e l'indice di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} dipendono dal massimo spostamento di progetto (SLC), è stata applicata una procedura iterativa accertandosi il rispetto di quanto previsto al punto 7.10.5.2 delle NTC08. Le analisi svolte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

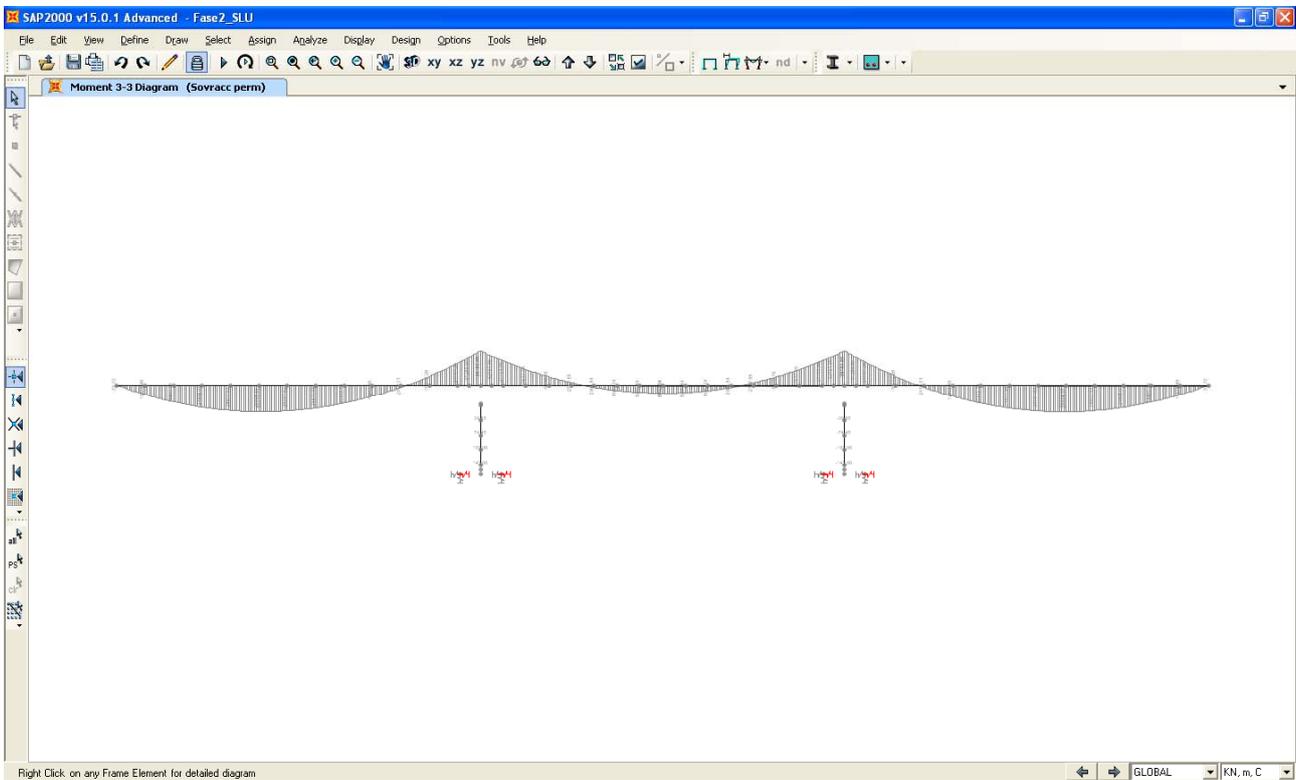
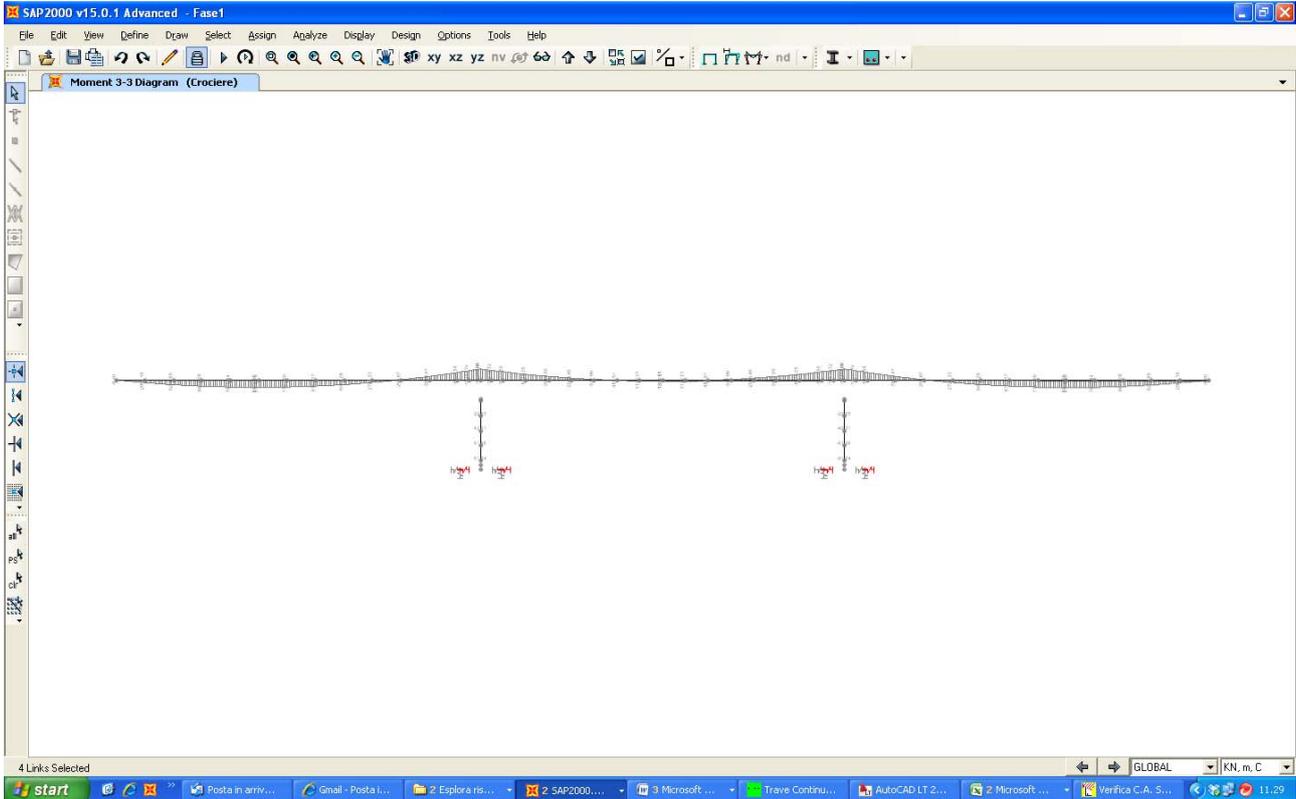
“dinamiche lineari” con spettro di risposta e la riduzione delle forme spettrali in funzione di ξ_{esi} è stata considerata direttamente dal programma di calcolo utilizzato per i primi modi di vibrare orizzontali; per i modi rimanenti si sono considerati gli spettri di risposta elastici definiti per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

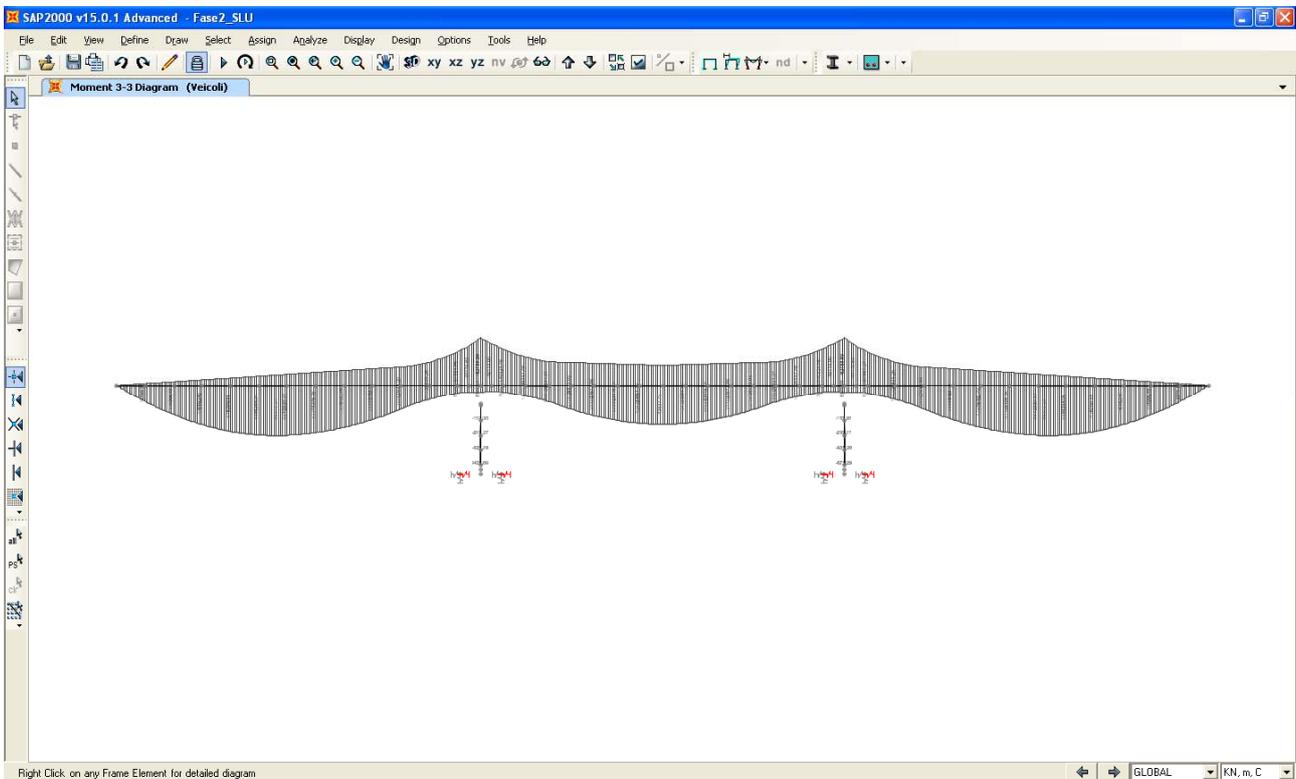
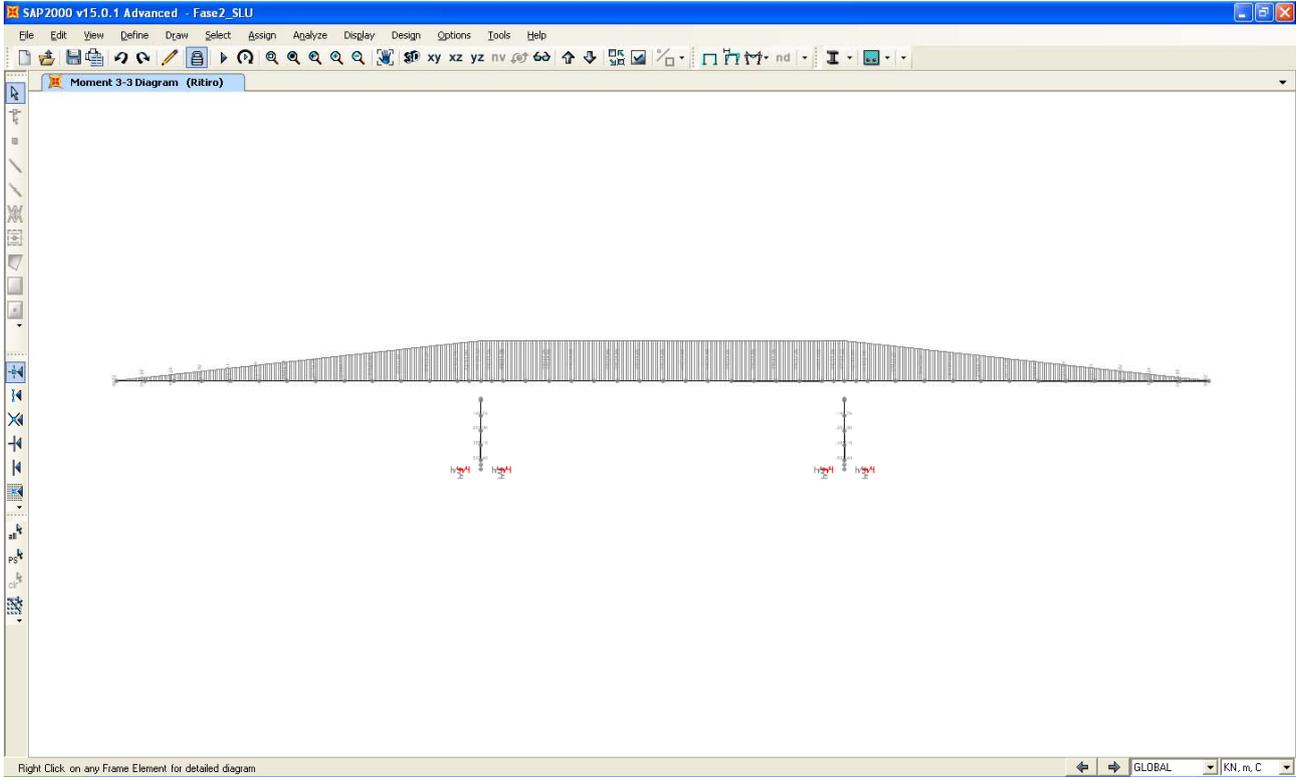
Va precisato che al fine di poter modellare in maniera elastica equivalente il comportamento del sistema di isolamento si è limitato in tutte le analisi di tipo sismico (SLC, SLV e SLD) il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente al valore di $\xi_{esi} = 0.20$ (per valori superiori, infatti,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

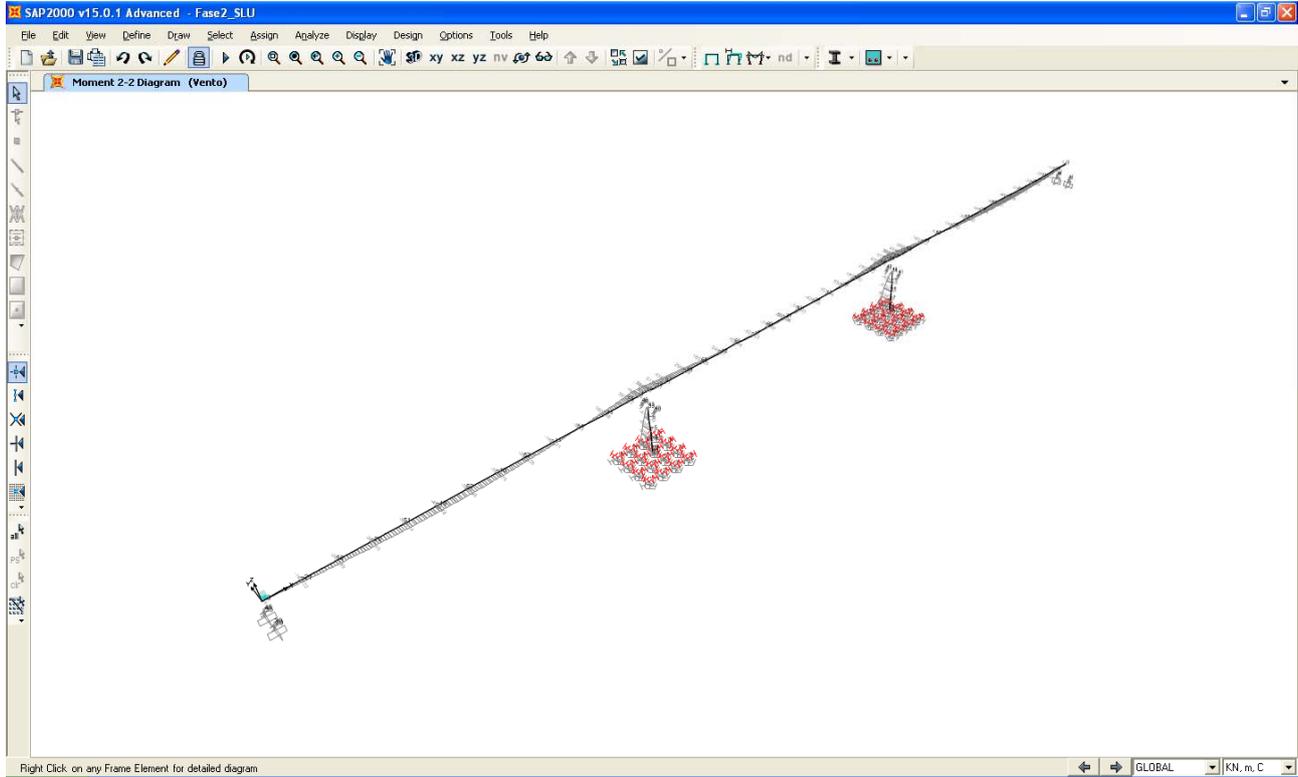
6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni

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.



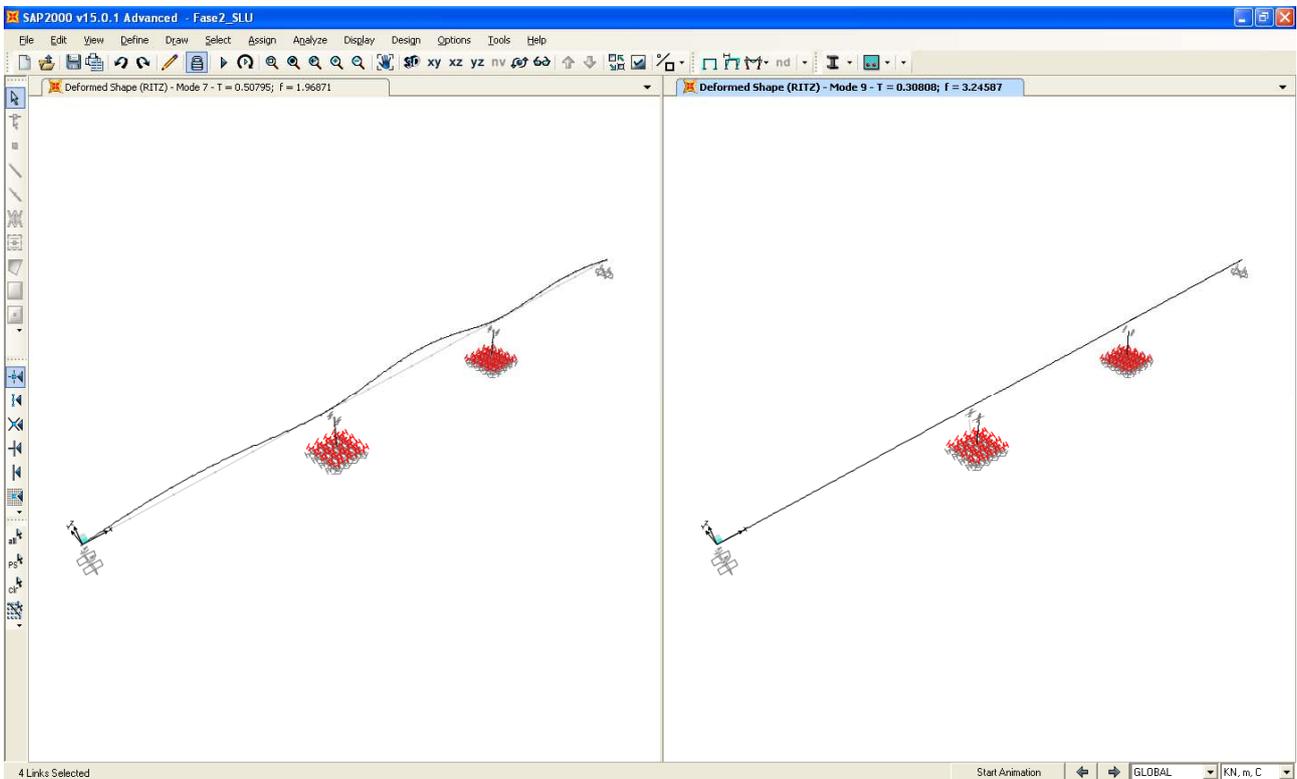
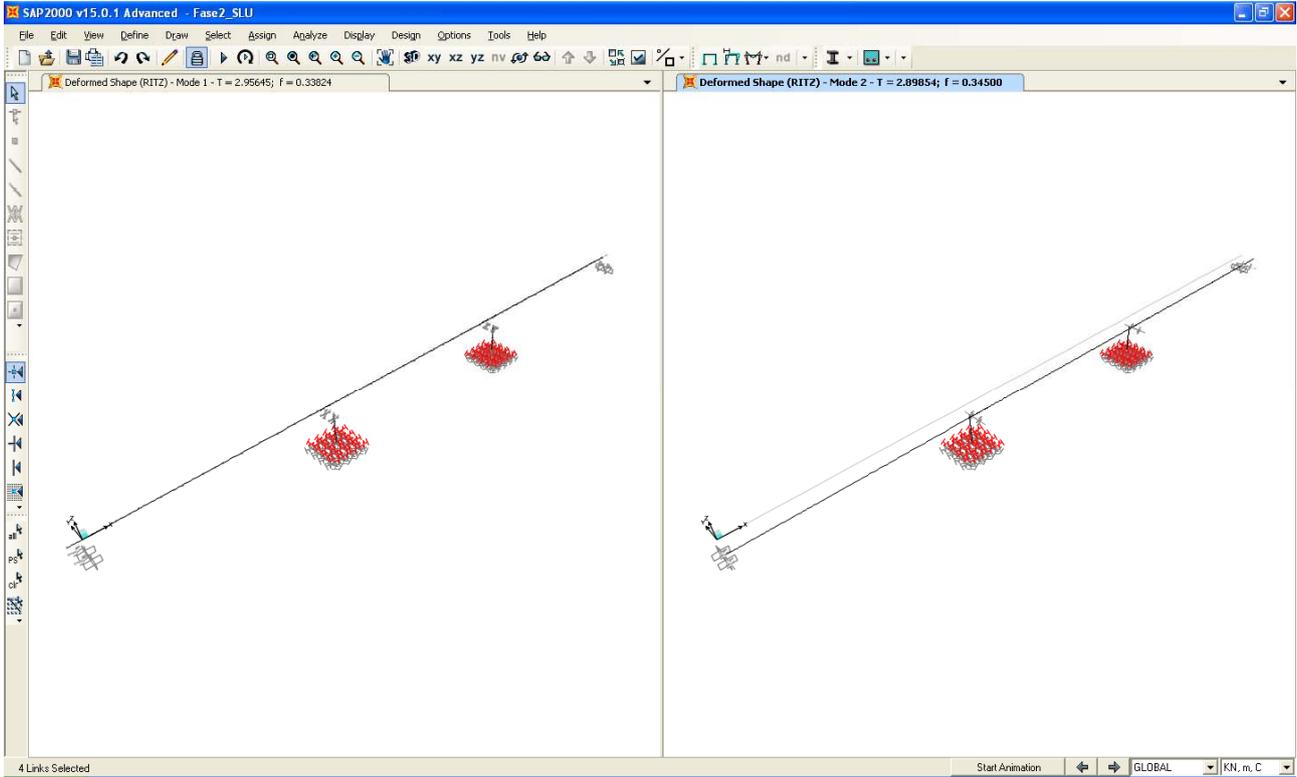






6.4.2. Analisi modale dell'opera

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.



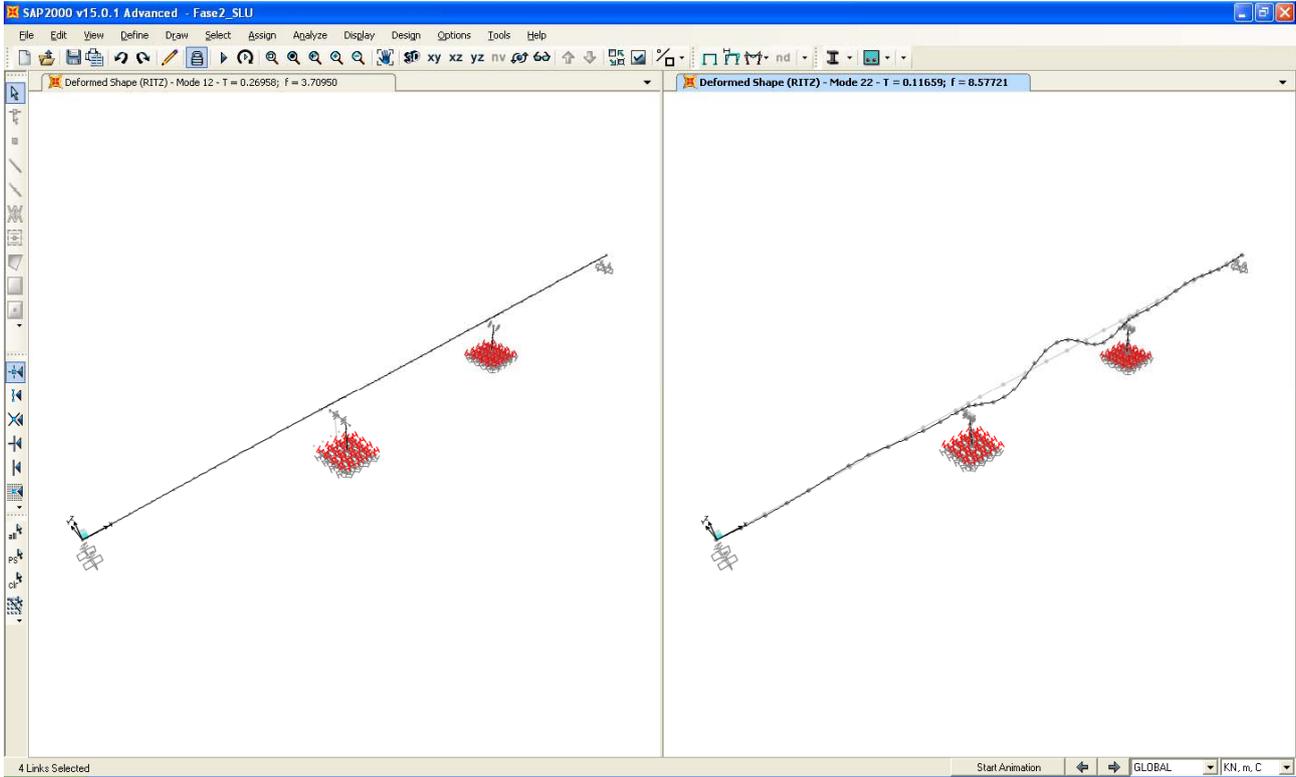


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
RITZ	Mode	1	2.96	0.73	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RITZ	Mode	2	2.90	0.00	0.72	0.00	0.73	0.72	0.00	0.00	0.00	0.56	0.00	0.00	0.56
RITZ	Mode	3	2.85	0.00	0.00	0.00	0.73	0.72	0.00	0.00	0.00	0.19	0.00	0.00	0.75
RITZ	Mode	4	1.22	0.00	0.00	0.00	0.73	0.72	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75
RITZ	Mode	5	0.88	0.00	0.00	0.06	0.73	0.72	0.06	0.00	0.05	0.00	0.00	0.05	0.75
RITZ	Mode	6	0.71	0.00	0.00	0.00	0.73	0.72	0.06	0.00	0.13	0.00	0.00	0.18	0.75
RITZ	Mode	7	0.51	0.00	0.00	0.47	0.73	0.72	0.54	0.00	0.37	0.00	0.00	0.55	0.75
RITZ	Mode	8	0.50	0.00	0.00	0.00	0.73	0.72	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.55	0.75
RITZ	Mode	9	0.31	0.12	0.00	0.00	0.85	0.72	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.55	0.75
RITZ	Mode	10	0.30	0.12	0.00	0.00	0.97	0.72	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.55	0.75
RITZ	Mode	11	0.28	0.00	0.00	0.00	0.97	0.72	0.54	0.00	0.00	0.00	0.00	0.55	0.75
RITZ	Mode	12	0.27	0.00	0.14	0.00	0.97	0.85	0.54	0.45	0.00	0.05	0.46	0.55	0.80
RITZ	Mode	13	0.27	0.00	0.13	0.00	0.97	0.99	0.54	0.41	0.00	0.19	0.86	0.55	0.99
RITZ	Mode	14	0.24	0.00	0.00	0.00	0.97	0.99	0.54	0.00	0.01	0.00	0.86	0.56	0.99
RITZ	Mode	15	0.22	0.00	0.00	0.02	0.97	0.99	0.55	0.00	0.01	0.00	0.86	0.58	0.99
RITZ	Mode	16	0.20	0.00	0.00	0.00	0.97	0.99	0.55	0.00	0.00	0.00	0.86	0.58	0.99
RITZ	Mode	17	0.18	0.00	0.00	0.00	0.97	0.99	0.55	0.00	0.00	0.00	0.86	0.58	0.99
RITZ	Mode	18	0.17	0.00	0.00	0.00	0.97	0.99	0.55	0.00	0.00	0.00	0.86	0.58	0.99
RITZ	Mode	19	0.14	0.01	0.00	0.00	0.98	0.99	0.55	0.00	0.00	0.00	0.86	0.58	0.99
RITZ	Mode	20	0.13	0.01	0.00	0.00	0.99	0.99	0.55	0.00	0.00	0.00	0.86	0.58	0.99
RITZ	Mode	21	0.12	0.00	0.00	0.05	0.99	0.99	0.60	0.00	0.03	0.00	0.86	0.61	0.99
RITZ	Mode	22	0.12	0.00	0.00	0.15	0.99	0.99	0.75	0.00	0.12	0.00	0.86	0.74	0.99
RITZ	Mode	23	0.08	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.75	0.01	0.00	0.00	0.87	0.74	0.99
RITZ	Mode	24	0.08	0.00	0.00	0.09	0.99	0.99	0.85	0.00	0.07	0.00	0.87	0.81	0.99
RITZ	Mode	25	0.07	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.85	0.07	0.00	0.00	0.94	0.81	0.99
RITZ	Mode	26	0.07	0.00	0.00	0.12	0.99	0.99	0.96	0.00	0.10	0.00	0.94	0.90	0.99
RITZ	Mode	27	0.04	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.96	0.00	0.00	0.00	0.94	0.91	0.99
RITZ	Mode	28	0.04	0.00	0.00	0.02	0.99	0.99	0.99	0.00	0.01	0.00	0.94	0.92	0.99
RITZ	Mode	29	0.01	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.99	0.00	0.00	0.00	0.94	0.92	0.99
RITZ	Mode	30	0.01	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.99	0.00	0.00	0.00	0.94	0.92	0.99

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

Il dimensionamento della soletta di impalcato è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con SAP2000 Advanced v.15.0.1, in grado di analizzare lo stato tensio-deformativo della soletta in direzione trasversale. Lo schema statico adottato è quello di trave continua su tre appoggi rigidi munita di sbalzi alle estremità. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione "PD-0-A00-A0000-0-OM-RT-01".

6.5.2. Dimensionamento cassone metallico

6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione del cassone metallico 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 e i conci "intermedi"; in tali conci si è considerata agente l'armatura in soletta.

L'azione tagliante verticale si è considerata uniformemente distribuita sulle anime del cassone metallico, 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 in asse pila, per la sezione di passaggio dal concio in asse pila al concio “intermedio” e per la sezione in campata maggiormente sollecitata. 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 del cassone metallico, l’estradosso della piattabanda inferiore, 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.

Sezione in asse pila

“Fase 1” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	20.3	-14074.3	0.0	0.0	0.0	-100608.1
MIN	-76.8	-14074.3	0.0	0.0	0.0	-202154.7

“Fase 1” – tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-69.9	-67.6	144.2	151.1	0.0	54.6	165.6	172.4	MAX
-140.5	-135.9	71.8	75.2	-0.1	-54.6	88.8	92.6	MIN

“SLU” – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	79.7	9928.6	625.7	16801.9	9259.1	72641.5	72641.5
MIN	-512.5	-9928.7	-625.7	-16801.7	-2032.2	-175786.1	-175786.1

“SLU” - tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _T	σ ideale		N fase 1	σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup	
45.5	44.4	114.4	120.1	-1.4	-1.8	125.1	137.8	0.1	38.5	8.7	136.3	133.9		-1.4	-1.8	124.8	137.5	MAX
-120.3	-116.5	-21.4	-23.0	-1.8	-2.3	95.2	104.8	-0.5	-38.5	-8.7	46.8	34.5		-1.8	-2.3	94.9	104.6	MIN

Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _T	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura			
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup	
-25.4	-24.1	258.5	271.1	-1.4	-1.8	125.1	137.8	0.1	93.1	8.7	301.7	306.3		-1.4	-1.8	124.8	137.5	MAX
-260.8	-252.4	50.8	52.6	-1.8	-2.3	95.2	104.8	-0.5	-93.1	-8.7	82.0	95.5		-1.8	-2.3	94.9	104.6	MIN

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.

Sezione di passaggio “concio pila” – “concio intermedio

“Fase 1” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	-56.9	12459.2	0.0	0.0	0.0	-2845.2
MIN	-76.8	-12459.2	0.0	0.0	0.0	-148305.0

“Fase 1” - tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-2.4	-2.3	134.5	139.3	0.0	59.0	150.3	159.9	MAX
-123.7	-120.3	2.6	2.7	-0.1	-59.0	52.7	52.7	MIN

“SLU” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	79.7	9094.4	650.3	15255.2	12909.8	109980.4	109980.4
MIN	-512.5	-9094.5	-562.0	-15255.0	-1971.3	-143874.5	-143874.5

“SLU” - tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _T	σ ideale		N fase 1	σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup	
81.9	80.3	116.4	120.8	-1.2	-1.6	125.8	138.4	0.1	43.1	9.7	132.9	133.5		-1.2	-1.6	125.1	137.7	MAX
-117.9	-114.7	-35.7	-37.9	-2.9	-3.8	45.0	49.5	-0.6	-43.1	-9.7	49.2	36.1		-2.9	-3.8	44.8	49.3	MIN

Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N	τ _v	τ _T	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup				w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
79.5	78.0	250.8	260.1	-1.2	-1.6	125.8	138.4	0.1	102.1	9.7	282.7	293.3	-1.2	-1.6	125.1	137.7	MAX
-241.6	-235.0	-33.1	-35.2	-2.9	-3.8	45.0	49.5	-0.6	-102.1	-9.7	49.2	36.1	-2.9	-3.8	44.8	49.3	MIN

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.

Sezione in campata

“Fase 1” - sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	20.3	1778.5	0.0	0.0	0.0	132371.9
MIN	-76.8	-1778.5	0.0	0.0	0.0	13500.1

“Fase 1” - tensioni

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
147.0	142.9	-24.2	-24.7	0.0	13.6	142.8	237.4	MAX
15.0	14.6	-237.3	-241.9	-0.2	-13.6	17.4	27.7	MIN

“SLU” – sollecitazioni

	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
MAX	79.7	3481.7	101.6	9089.7	535.5	157461.6	157461.6
MIN	-512.5	-3481.7	-101.6	-9089.7	-6929.2	-72767.0	-72767.0

“SLU” - tensioni

σ dovute a M								σ dovute a N		τ _v	τ _T	σ ideale		N fase 1	σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup					w2	w3		w4	w5	Ainf	Asup	
149.6	147.4	105.6	107.8	0.0	0.0	111.7	121.4	0.1	26.5	9.4	153.0	114.4		0.0	-0.1	110.7	120.4	MAX	
-78.0	-76.0	-62.8	-65.3	-5.0	-6.5	0.0	0.0	-1.0	-26.5	-9.4	36.4	35.3		-5.0	-6.5	-0.5	-0.5	MIN	

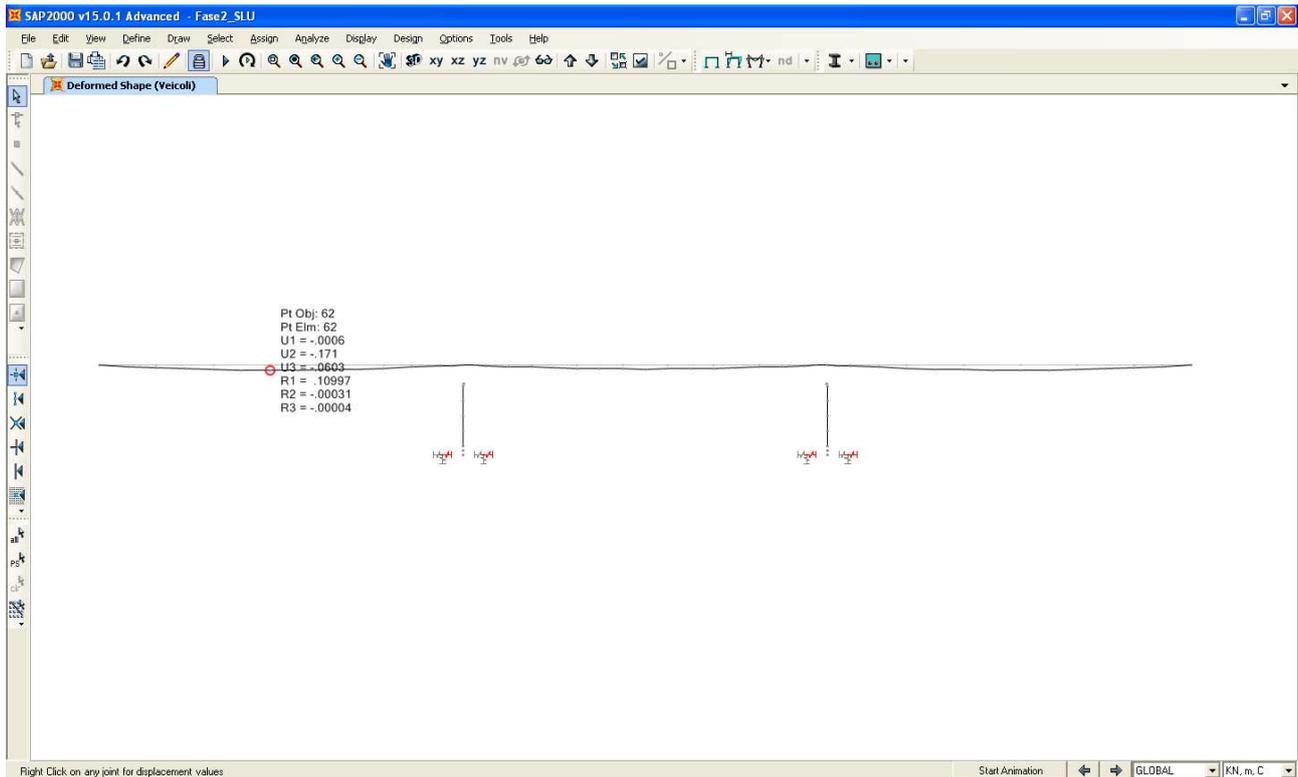
Verifica completa

σ dovute a M								σ dovute a N		τ _v	τ _T	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura		
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup					w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup	
278.9	272.8	81.4	83.1	0.0	0.0	111.7	121.4	0.1	39.2	9.4	281.6	297.0	0.0	-0.1	110.7	120.4	MAX	
-63.0	-61.4	-291.8	-298.6	-5.0	-6.5	0.0	0.0	-1.0	-39.2	-9.4	64.4	80.0	-5.0	-6.5	-0.5	-0.5	MIN	

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 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 60 mm, pertanto:



$$v_{\max} = 60 \text{ mm} \cong L/1330 < L/1000.$$

Si sottolinea che i valori dello spostamento trasversale (u_2) registrati dal modello di calcolo impiegato non hanno significato fisico in quanto il modello non coglie il reale comportamento tridimensionale della struttura di impalcato che, per effetto dell'elevata rigidità flessionale della soletta nel suo piano, è in pratica in grado di annullare tali movimenti.

6.5.3. Dimensionamento controventamenti trasversali

Il dimensionamento degli elementi principali costituenti la sezione trasversale corrente del cassone di impalcato è stato eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con SAP2000 Advanced v.15.0.1. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione "PD-0-A00-A0000-0-OM-RT-01".

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 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 pressoflessione 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; tali formulazioni si sono utilizzate per le due direzioni principali in modo separato (longitudinale e trasversale) e la verifica è stata poi eseguita utilizzando il criterio semplificato e cautelativo sotto riportato:

$$V_{Ed,x}/V_{Rd,x} + V_{Ed,y}/V_{Rd,y} \leq 1.$$

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con uno strato esterno di barre $\phi 30$ mm ad un passo pari a 150 mm e viene schematizzata con una sezione rettangolare di larghezza 9.20 m e altezza 1.90 m. Per semplicità di input nel programma utilizzato ai fini della verifica, le barre vengono accorpate in gruppi e viene quindi assegnata l'area del singolo gruppo e la sua posizione baricentrale.

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

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

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	920	0
3	920	190
4	0	190

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	212.06	690	184
7	70.69	6	56
8	70.69	6	122
9	70.69	914	56
10	70.69	914	122

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 23560 kN
 M_{xEd} 2065 kNm
 M_{yEd} 14805

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

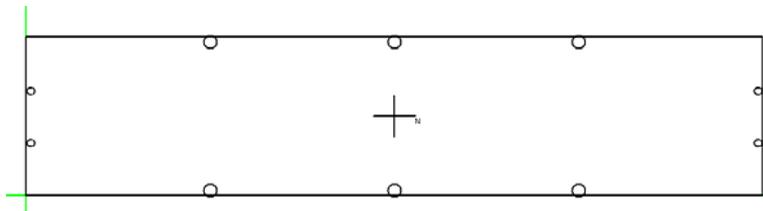
Tipo flessione
 Retta Deviata

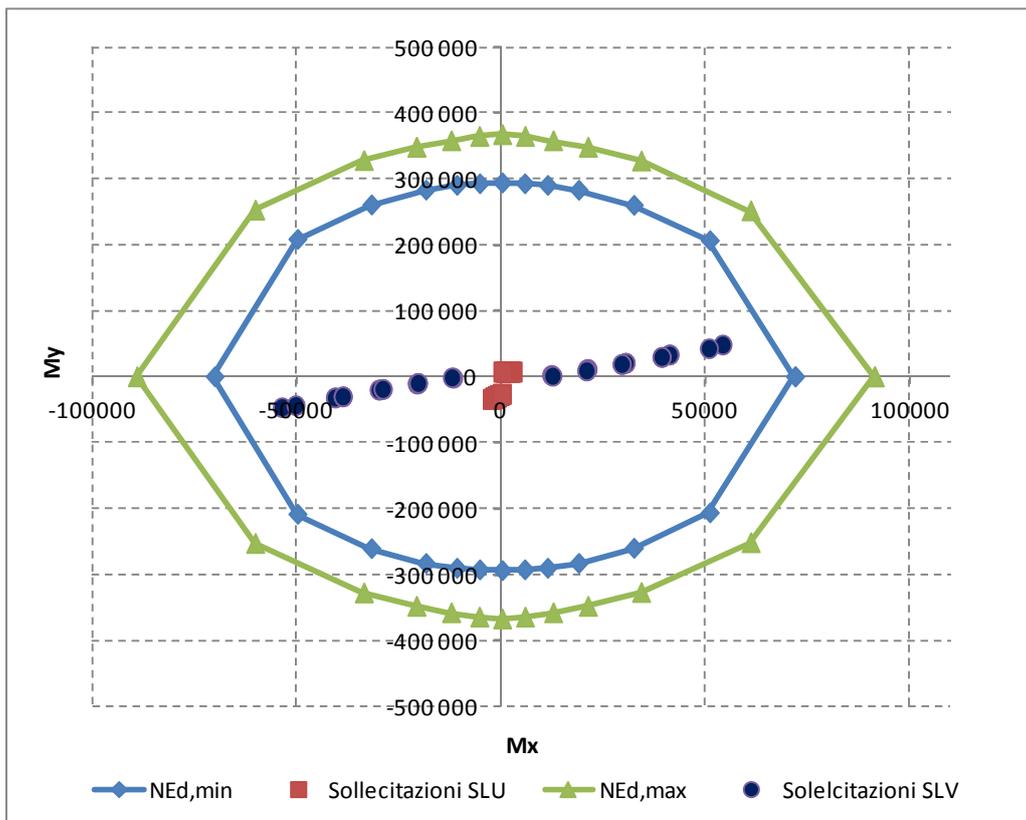
N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso





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 delle 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).

SOLLECITAZIONI - CONDIZIONE STATICA

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	ENV-SLU	Combination	Max	-29309.0	210.7	15.8	1.2	7181.3	2570.5
1	2.925	ENV-SLU	Combination	Max	-28030.8	210.7	15.8	1.2	7188.0	1954.2
1	2.925	ENV-SLU	Combination	Max	-28030.8	210.7	15.8	1.2	7188.0	1954.2
1	5.85	ENV-SLU	Combination	Max	-26752.6	210.7	15.8	1.2	7194.7	1337.9
1	5.85	ENV-SLU	Combination	Max	-26752.6	210.7	15.8	1.2	7194.7	1337.9
1	8.775	ENV-SLU	Combination	Max	-25474.3	210.7	15.8	1.2	7201.3	721.6
1	8.775	ENV-SLU	Combination	Max	-25474.3	210.7	15.8	1.2	7201.3	721.6
1	11.7	ENV-SLU	Combination	Max	-24196.1	210.7	15.8	1.2	7208.0	105.3
1	0	ENV-SLU	Combination	Min	-49437.2	-206.2	-1136.9	-0.6	-34514.9	-2515.9
1	2.925	ENV-SLU	Combination	Min	-47711.6	-206.2	-1136.9	-0.6	-32334.8	-1912.7
1	2.925	ENV-SLU	Combination	Min	-47711.6	-206.2	-1136.9	-0.6	-32334.8	-1912.7
1	5.85	ENV-SLU	Combination	Min	-45986.0	-206.2	-1136.9	-0.6	-30381.7	-1309.5
1	5.85	ENV-SLU	Combination	Min	-45986.0	-206.2	-1136.9	-0.6	-30381.7	-1309.5
1	8.775	ENV-SLU	Combination	Min	-44260.4	-206.2	-1136.9	-0.6	-28428.7	-706.3
1	8.775	ENV-SLU	Combination	Min	-44260.4	-206.2	-1136.9	-0.6	-28428.7	-706.3
1	11.7	ENV-SLU	Combination	Min	-42534.8	-206.2	-1136.9	-0.6	-26475.6	-103.1
2	0	ENV-SLU	Combination	Max	-28961.3	207.1	14.7	0.6	7218.9	2360.4
2	2.725	ENV-SLU	Combination	Max	-27770.4	207.1	14.7	0.6	7223.7	1796.2
2	2.725	ENV-SLU	Combination	Max	-27770.4	207.1	14.7	0.6	7223.7	1796.2
2	5.45	ENV-SLU	Combination	Max	-26579.6	207.1	14.7	0.6	7228.4	1232.0
2	5.45	ENV-SLU	Combination	Max	-26579.6	207.1	14.7	0.6	7228.4	1232.0
2	8.175	ENV-SLU	Combination	Max	-25388.8	207.1	14.7	0.6	7233.2	667.8
2	8.175	ENV-SLU	Combination	Max	-25388.8	207.1	14.7	0.6	7233.2	667.8
2	10.9	ENV-SLU	Combination	Max	-24198.0	207.1	14.7	0.6	7237.9	103.5
2	0	ENV-SLU	Combination	Min	-48967.8	-211.6	-1138.8	-1.1	-33949.4	-2412.3
2	2.725	ENV-SLU	Combination	Min	-47360.2	-211.6	-1138.8	-1.1	-32122.5	-1835.7
2	2.725	ENV-SLU	Combination	Min	-47360.2	-211.6	-1138.8	-1.1	-32122.5	-1835.7
2	5.45	ENV-SLU	Combination	Min	-45752.6	-211.6	-1138.8	-1.1	-30295.7	-1259.0
2	5.45	ENV-SLU	Combination	Min	-45752.6	-211.6	-1138.8	-1.1	-30295.7	-1259.0
2	8.175	ENV-SLU	Combination	Min	-44145.0	-211.6	-1138.8	-1.1	-28468.9	-682.4
2	8.175	ENV-SLU	Combination	Min	-44145.0	-211.6	-1138.8	-1.1	-28468.9	-682.4
2	10.9	ENV-SLU	Combination	Min	-42537.4	-211.6	-1138.8	-1.1	-26642.0	-105.8

SOLLECITAZIONI - CONDIZIONE SISMICA										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	0	ENV-SLV	Combination	Max	-22371.6	5565.7	5116.6	2.1	53891.2	48158.0
1	2.925	ENV-SLV	Combination	Max	-22371.6	5565.7	5116.6	2.1	40899.7	33156.8
1	2.925	ENV-SLV	Combination	Max	-21311.8	4682.5	4203.5	2.1	40899.7	32951.2
1	5.85	ENV-SLV	Combination	Max	-21311.8	4682.5	4203.5	2.1	30162.2	20653.8
1	5.85	ENV-SLV	Combination	Max	-20243.4	3740.0	3476.7	2.1	30162.2	20448.2
1	8.775	ENV-SLV	Combination	Max	-25356.3	3740.0	3476.7	2.1	20855.1	11192.3
1	8.775	ENV-SLV	Combination	Max	-24274.1	3117.0	3084.9	2.1	20855.1	10986.6
1	11.7	ENV-SLV	Combination	Max	-24274.1	3117.0	3084.9	2.1	11992.4	2150.7
1	0	ENV-SLV	Combination	Min	-31696.9	-5389.9	-5116.6	-2.1	-53891.2	-46836.2
1	2.925	ENV-SLV	Combination	Min	-31696.9	-5389.9	-5116.6	-2.1	-40899.7	-31937.9
1	2.925	ENV-SLV	Combination	Min	-30200.4	-4506.7	-4203.5	-2.1	-40899.7	-32143.5
1	5.85	ENV-SLV	Combination	Min	-30200.4	-4506.7	-4203.5	-2.1	-30162.2	-19949.0
1	5.85	ENV-SLV	Combination	Min	-28712.3	-3564.2	-3476.7	-2.1	-30162.2	-20154.7
1	8.775	ENV-SLV	Combination	Min	-33476.9	-3705.2	-3476.7	-2.1	-20855.1	-11019.1
1	8.775	ENV-SLV	Combination	Min	-32090.1	-3082.1	-3084.9	-2.1	-20855.1	-10826.7
1	11.7	ENV-SLV	Combination	Min	-32090.1	-3082.1	-3084.9	-2.1	-11992.4	-2093.5
2	0	ENV-SLV	Combination	Max	-22239.7	5121.1	4881.0	2.1	50556.9	42546.2
2	2.725	ENV-SLV	Combination	Max	-22239.7	5121.1	4881.0	2.1	38994.8	29348.9
2	2.725	ENV-SLV	Combination	Max	-21250.6	4302.9	4060.7	2.1	38994.8	29541.3
2	5.45	ENV-SLV	Combination	Max	-21250.6	4302.9	4060.7	2.1	29238.7	18558.2
2	5.45	ENV-SLV	Combination	Max	-20252.9	3471.2	3421.5	2.1	29238.7	18750.6
2	8.175	ENV-SLV	Combination	Max	-25016.2	3471.2	3421.5	2.1	20598.1	8865.1
2	8.175	ENV-SLV	Combination	Max	-24005.8	2950.0	3085.8	2.1	20598.1	9057.5
2	10.9	ENV-SLV	Combination	Max	-24005.8	2950.0	3085.8	2.1	12297.0	885.5
2	0	ENV-SLV	Combination	Min	-31482.5	-5297.6	-4881.0	-2.1	-50556.9	-43788.7
2	2.725	ENV-SLV	Combination	Min	-31482.5	-5297.6	-4881.0	-2.1	-38994.8	-30495.2
2	2.725	ENV-SLV	Combination	Min	-30090.0	-4479.4	-4060.7	-2.1	-38994.8	-30302.8
2	5.45	ENV-SLV	Combination	Min	-30090.0	-4479.4	-4060.7	-2.1	-29238.7	-19223.6
2	5.45	ENV-SLV	Combination	Min	-28706.1	-3647.7	-3421.5	-2.1	-29238.7	-19031.2
2	8.175	ENV-SLV	Combination	Min	-30167.2	-3649.0	-3421.5	-2.1	-20598.1	-10057.1
2	8.175	ENV-SLV	Combination	Min	-29986.9	-3127.8	-3085.8	-2.1	-20598.1	-10057.1
2	10.9	ENV-SLV	Combination	Min	-28468.9	-3127.8	-3085.8	-2.1	-12297.0	-1551.6

Ipotizzando di adottare apposite armature a taglio costituite da 20 braccia di staffe di diametro 10 mm a passo 200 mm in direzione 3 e 4 braccia di diametro 10 mm a passo 200 mm in direzione 2, si ha quanto segue.

$V_{Rd,3}$

Dati		
b (mm)	9200.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	2000.0	altezza della sezione
d (mm)	1940.0	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)	1580.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	5.10
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	13483.0
V_{Rd2} (kN)	53318.2
V_{Rd} (kN)	13483.0

$V_{Rd,2}$

Dati		
b (mm)	2000.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	9200.0	altezza della sezione
d (mm)	9140.0	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)	316.0
s (mm)	200.0
$ctg\theta_{calcolato}$	5.32
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	12704.6
V_{Rd2} (kN)	54608.8
V_{Rd} (kN)	12704.6

La verifica di resistenza a taglio risulta soddisfatta, come è mostrato dalla seguente tabella. S'intende che si prevede almeno un'armatura a taglio pari a quella minima prevista dalla normativa vigente.

VERIFICA A TAGLIO	
CONDIZIONE STATICA	CONDIZIONE SISMICA
$V_{Ed2}/V_{Rd,2} + V_{Ed3}/V_{Rd3}$	$V_{Ed2}/V_{Rd,2} + V_{Ed3}/V_{Rd3}$
0.02	0.82
0.02	0.82
0.02	0.68
0.02	0.68
0.02	0.55
0.02	0.55
0.02	0.47
0.02	0.47
0.10	0.80
0.10	0.80
0.10	0.67
0.10	0.67
0.10	0.54
0.10	0.55
0.10	0.47
0.10	0.47
0.02	0.76
0.02	0.76
0.02	0.64
0.02	0.64
0.02	0.53
0.02	0.53
0.02	0.46
0.02	0.46
0.11	0.78
0.11	0.78
0.11	0.65
0.11	0.65
0.11	0.54
0.11	0.54
0.11	0.47
0.11	0.47
0.10	0.82

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.

Ai fini di avere maggiore garanzia dei risultati dei calcoli eseguiti si è operato, quando significativo, anche attraverso il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure.

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 : _____

N* Vertici: 4 Zoom N* barre: 10 Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	920	0
3	920	190
4	0	190

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	212.06	690	184
7	70.69	6	56
8	70.69	6	122
9	70.69	914	56
10	70.69	914	122

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 38000 kN
 M_{xEd}: 0 1610 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : -2.149 N/mm²
 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

ϵ_s : -0.1276 ‰

Verifica N* iterazioni: 0

Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la sezione risulta interamente compressa; in virtù della totale compressione della sezione l'applicazione del metodo diretto perde di significato.

Combinazione quasi permanente

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

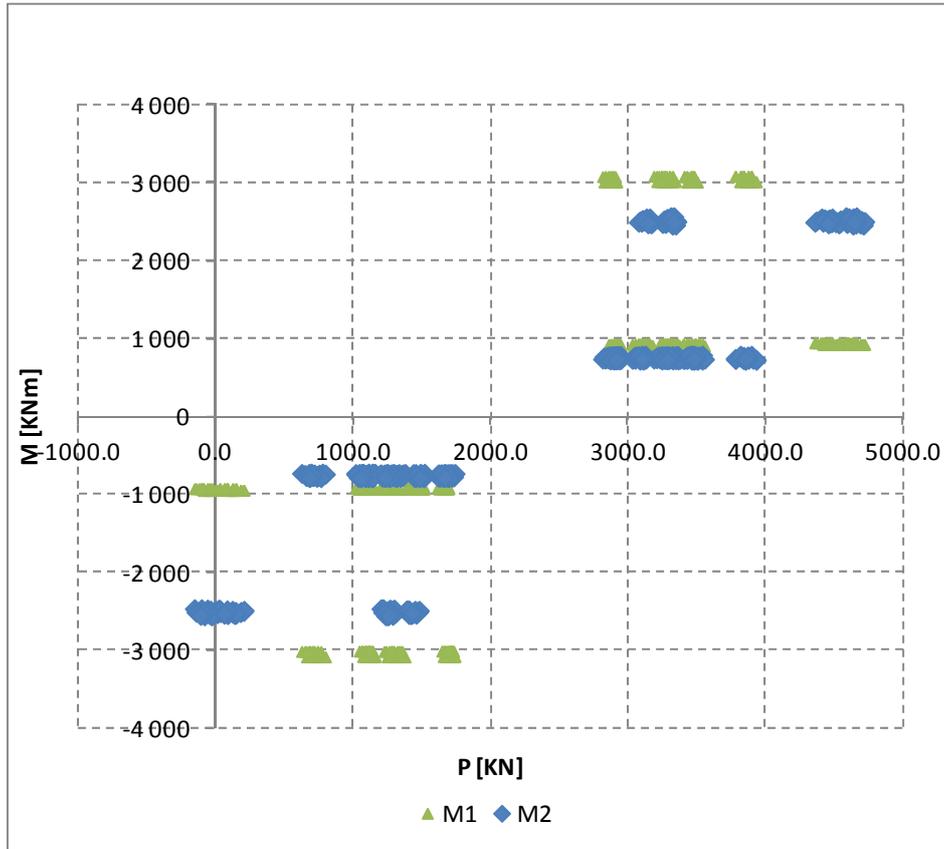
6.5.5. Plinto di fondazione delle pile

Il plinto delle pile è previsto di forma parallelepipedica di lati 12.80 m x 12.80 m e spessore pari a 2.0 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 palidi 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. Poiché risulterebbe troppo cautelativo in questo caso costruire 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 plottare 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, si è precedentemente indagato l'andamento di $M_{Ed,x}$ e $M_{Ed,y}$ al variare del carico assiale N_{Ed} tra le combinazioni di carico sismiche (la verifica strutturale a presso/tenso-flessione dei pali è vincolata dalle condizioni sismiche), Si riporta il diagramma ottenuto.



Come si evince dal diagramma ottenuto, valori elevati di entrambi i momenti flettenti si hanno per un valore dell'azione assiale non inferiore a circa $N_{Ed} = 1000.0$ KN. Pertanto si è costruito il diagramma resistente M_x - M_y per il caso $N_{Ed} = 1000$ KN (N_{Ed} superiori sono sempre a sfavore di sicurezza in quanto incrementano il valore dei momenti resistenti) 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 resistenze 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}: 1000 470 kN
 M_{xEd}: 0 886 kNm
 M_{yEd}: 0 531

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

M_{xRd}: 4 183 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 : 6.091 ‰
 d: 110.8 cm
 x: 40.43 x/d: 0.3649
 δ : 0.8962

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

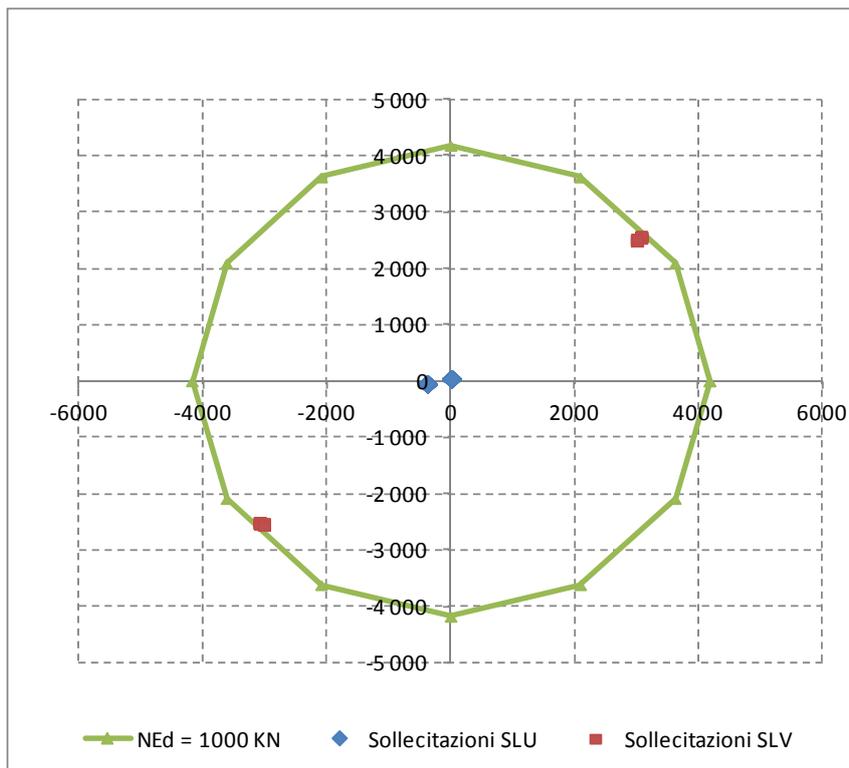
Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 0

Precompresso



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 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:

- $V_{Ed} = 917.9 \text{ KN}$ condizione sismica.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significativi sforzi di trazione è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 12 mm e passo pari a 150 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)	150.0
$ctg\theta_{calcolato}$	3.66
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	1208.8
V_{Rd2} (kN)	2405.8
V_{Rd} (kN)	1208.8

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.

Ai fini di avere maggiore garanzia dei risultati dei calcoli eseguiti si è operato, quando significativo, anche attraverso il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure.

Combinazione frequente

Assumendo a favore di sicurezza il massimo momento flettente agente in sommità diaframma 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: 1000 2107 kN
 M xEd: 0 37 kNm
 M yEd: 0 28

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 -1.591 N/mm²
 ϵ_s -0.09353 ‰

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la sezione risulta interamente compressa; in virtù della totale compressione della sezione l'applicazione del metodo diretto perde di significato.

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 l'opera 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.

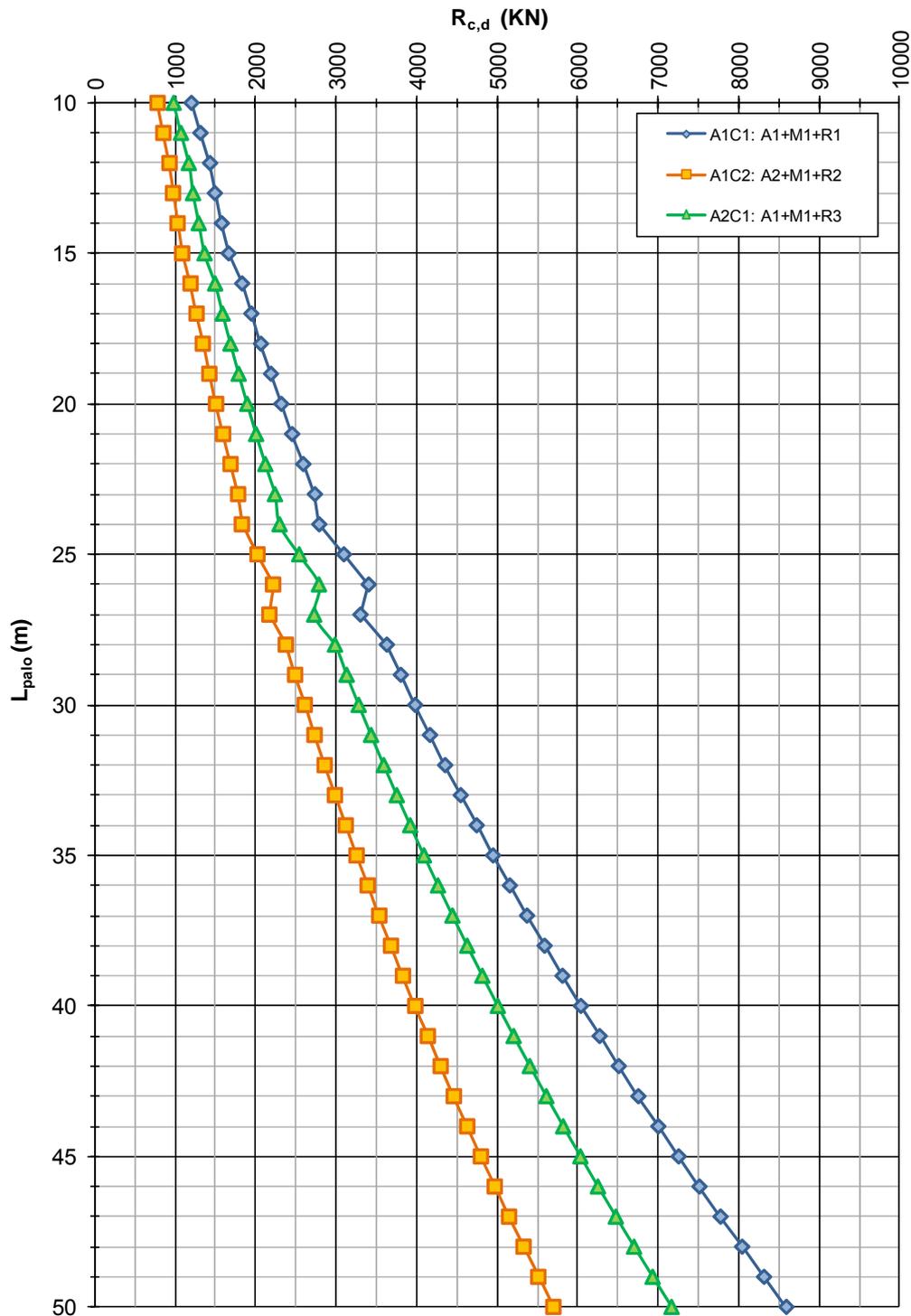
La massima azione assiale registrata in sommità dei vari pali vale:

- $N_{Ed} = 4718.2 \text{ KN}$

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 40.0 m si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo maggiore dell'azione massima sollecitante:

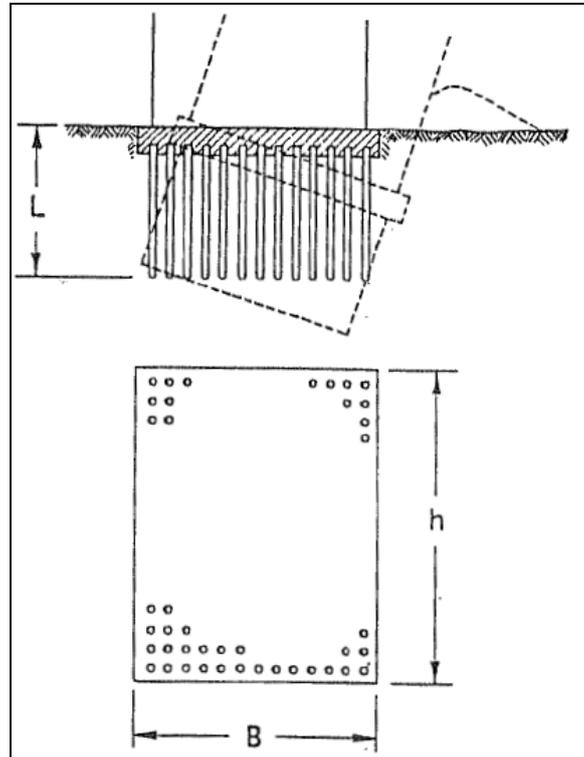
$$N_{Ed} < R_{cd} = 5008.0 \text{ KN.}$$

APO18 - Ponte sullo Scolmatore fiume Reno - ZO A
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 assumere un criterio di fondazione "a blocco" equivalente (criterio di "Terzaghi-Peck"). Si ha quanto segue.

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



$B = h = 12.8 \text{ m};$

$L = 40.0 \text{ m};$

$N_c \cong 8.8;$

$C_u = 135.0 \text{ KPa};$

$\Sigma \tau L = 1139.3 \text{ KN/m}.$

$$R_d = 2 \cdot (12.8 + 12.8) \cdot 1139.3 + 12.8 \cdot 12.8 \cdot 8.8 \cdot 135 = 252974.1 \text{ KN}.$$

La massima azione assiale agente in sommità ai pali delle pile è riportata sotto.

Azione sollecitante per palificata		
Azione base pila	49447.6	KN
Peso plinto	11059.2	KN
Azione sommità palificata	60506.8	-

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, in trazione, 161.4 KN 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}: -161.4 2107 kN
 M_{xEd}: 0 37 kNm
 M_{yEd}: 0 28

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

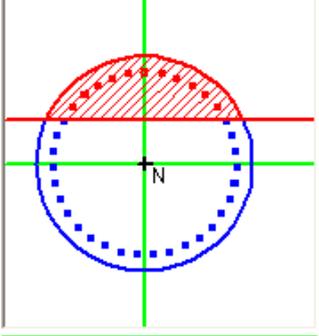
Materiali

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}: 3 908 kN m
 M_{yRd}: 0 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²

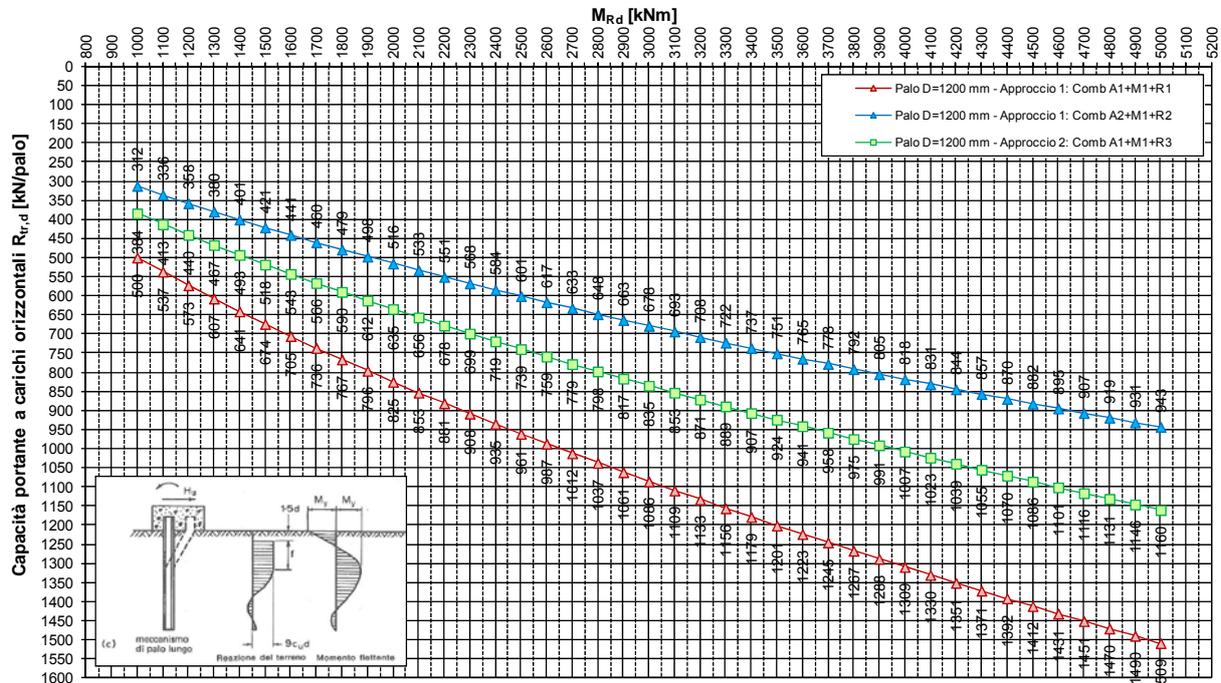
ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.324 ‰
 d: 110.8 cm
 x: 35.83 x/d: 0.3233
 δ: 0.8442



Dal grafico relativo alla capacità portante riportato in seguito si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 991.0 \text{ KN} > V_{Ed} = 917.9 \text{ KN}.$$

Pali di fondazione - Opera APO18 - ZO A
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 medio agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 16 \cdot 1070.0 = 13696.0 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} \cong 764.9 \cdot 16 = 12238.7 \text{ KN}$$

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

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, 6 e 7 si riferiscono agli isolatori delle pile.

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	-11529.3	105.5	7.9	0.0	3.9	52.7
2	J-End	ENV-SLU	-11529.3	105.5	7.9	0.0	0.0	0.0
2	I-End	ENV-SLU	-26649.2	-103.1	-568.5	0.0	-284.2	-51.6
2	J-End	ENV-SLU	-26649.2	-103.1	-568.5	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLU	-11525.7	103.5	7.4	0.0	3.7	51.8
3	J-End	ENV-SLU	-11525.7	103.5	7.4	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLU	-26689.9	-105.9	-569.4	0.0	-284.7	-53.0
3	J-End	ENV-SLU	-26689.9	-105.9	-569.4	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLU	-8860.9	105.4	7.9	0.0	3.9	52.7
6	J-End	ENV-SLU	-8860.9	105.4	7.9	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLU	-21625.1	-103.2	-568.5	0.0	-284.2	-51.6
6	J-End	ENV-SLU	-21625.1	-103.2	-568.5	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLU	-8821.7	103.6	7.4	0.0	3.7	51.8
7	J-End	ENV-SLU	-8821.7	103.6	7.4	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLU	-21632.3	-105.8	-569.4	0.0	-284.7	-52.9
7	J-End	ENV-SLU	-21632.3	-105.8	-569.4	0.0	0.0	0.0
		MAX	-8821.7	105.5	7.9	0.0	3.9	52.7
		MIN	-26689.9	-105.9	-569.4	0.0	-284.7	-53.0

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	-8594.8	1640.3	1647.8	0.0	823.9	820.1
2	J-End	ENV-SLC	-8594.8	1640.3	1647.8	0.0	0.0	0.0
2	I-End	ENV-SLC	-15843.1	-1552.4	-1647.8	0.0	-823.9	-776.2
2	J-End	ENV-SLC	-15843.1	-1552.4	-1647.8	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLC	-8510.9	1570.9	1650.5	0.0	825.3	785.5
3	J-End	ENV-SLC	-8510.9	1570.9	1650.5	0.0	0.0	0.0
3	I-End	ENV-SLC	-15928.5	-1659.2	-1650.5	0.0	-825.3	-829.6
3	J-End	ENV-SLC	-15928.5	-1659.2	-1650.5	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLC	-8594.8	1640.3	1647.8	0.0	823.9	820.1
6	J-End	ENV-SLC	-8594.8	1640.3	1647.8	0.0	0.0	0.0
6	I-End	ENV-SLC	-15843.1	-1552.4	-1647.8	0.0	-823.9	-776.2
6	J-End	ENV-SLC	-15843.1	-1552.4	-1647.8	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLC	-8510.9	1570.9	1650.5	0.0	825.3	785.5
7	J-End	ENV-SLC	-8510.9	1570.9	1650.5	0.0	0.0	0.0
7	I-End	ENV-SLC	-15928.5	-1659.2	-1650.5	0.0	-825.3	-829.6
7	J-End	ENV-SLC	-15928.5	-1659.2	-1650.5	0.0	0.0	0.0
		MAX	-8510.9	1640.3	1650.5	0.0	825.3	820.1
		MIN	-15928.5	-1659.2	-1650.5	0.0	-825.3	-829.6

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	-1827.3	596.0	577.7	0.0	288.8	298.0
1	J-End	ENV-SLC	Max	-1827.3	596.0	577.7	0.0	0.0	0.0
1	I-End	ENV-SLC	Min	-6271.4	-667.4	-577.7	0.0	-288.8	-333.7
1	J-End	ENV-SLC	Min	-6271.4	-667.4	-577.7	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLC	Max	-1857.2	667.4	577.5	0.0	288.8	333.7
4	J-End	ENV-SLC	Max	-1857.2	667.4	577.5	0.0	0.0	0.0
4	I-End	ENV-SLC	Min	-6241.0	-595.6	-577.5	0.0	-288.8	-297.8
4	J-End	ENV-SLC	Min	-6241.0	-595.6	-577.5	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLC	Max	-1827.3	596.0	577.7	0.0	288.8	298.0
5	J-End	ENV-SLC	Max	-1827.3	596.0	577.7	0.0	0.0	0.0
5	I-End	ENV-SLC	Min	-6271.4	-667.4	-577.7	0.0	-288.8	-333.7
5	J-End	ENV-SLC	Min	-6271.4	-667.4	-577.7	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLC	Max	-1857.2	667.4	577.5	0.0	288.8	333.7
8	J-End	ENV-SLC	Max	-1857.2	667.4	577.5	0.0	0.0	0.0
8	I-End	ENV-SLC	Min	-6241.0	-595.6	-577.5	0.0	-288.8	-297.8
8	J-End	ENV-SLC	Min	-6241.0	-595.6	-577.5	0.0	0.0	0.0
			MAX	-1827.3	667.4	577.7	0.0	288.8	333.7
			MIN	-6271.4	-667.4	-577.7	0.0	-288.8	-333.7

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	-0.00054	0.27848	0.27976	0.00005	0.00009	0.00002
2	ENV-SLC	-0.00099	-0.26356	-0.27976	-0.00005	-0.00009	-0.00782
3	ENV-SLC	-0.00053	0.26671	0.28023	0.00005	0.00009	0.00739
3	ENV-SLC	-0.00100	-0.28169	-0.28023	-0.00005	-0.00009	0.00038
6	ENV-SLC	-0.00054	0.27848	0.27976	0.00005	0.00009	0.00002
6	ENV-SLC	-0.00099	-0.26356	-0.27976	-0.00005	-0.00009	-0.00782
7	ENV-SLC	-0.00053	0.26671	0.28023	0.00005	0.00009	0.00739
7	ENV-SLC	-0.00100	-0.28169	-0.28023	-0.00005	-0.00009	0.00038
MAX/MIN (mm e millesimi di radianti)							
		-0.5	278.5	280.2	0.0	0.1	7.4
		-0.5	278.5	280.2	0.0	0.1	7.4

CONDIZIONE SISMICA								
LinkElem	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	ENV-SLC	Max	-0.00011	0.29800	0.28885	0.00018	0.00006	0.01244
1	ENV-SLC	Min	-0.00039	-0.33370	-0.28885	-0.00018	-0.00006	0.00933
4	ENV-SLC	Max	-0.00012	0.33370	0.28876	0.00018	0.00006	-0.00933
4	ENV-SLC	Min	-0.00039	-0.29781	-0.28875	-0.00018	-0.00006	-0.01244
5	ENV-SLC	Max	-0.00011	0.29800	0.28885	0.00018	0.00006	0.01244
5	ENV-SLC	Min	-0.00039	-0.33370	-0.28885	-0.00018	-0.00006	0.00933
8	ENV-SLC	Max	-0.00012	0.33370	0.28876	0.00018	0.00006	-0.00933
8	ENV-SLC	Min	-0.00039	-0.29781	-0.28875	-0.00018	-0.00006	-0.01244
MAX/MIN (mm e millesimi di radianti)								
			-0.1	333.7	288.8	0.2	0.1	12.4
			-0.1	333.7	288.8	0.2	0.1	12.4

Dai valori sopra riportati si deduce immediatamente che gli isolatori di spalla devono garantire spostamenti orizzontali pari a **350 mm**, quelli di pila spostamenti orizzontali pari a **300 mm**.

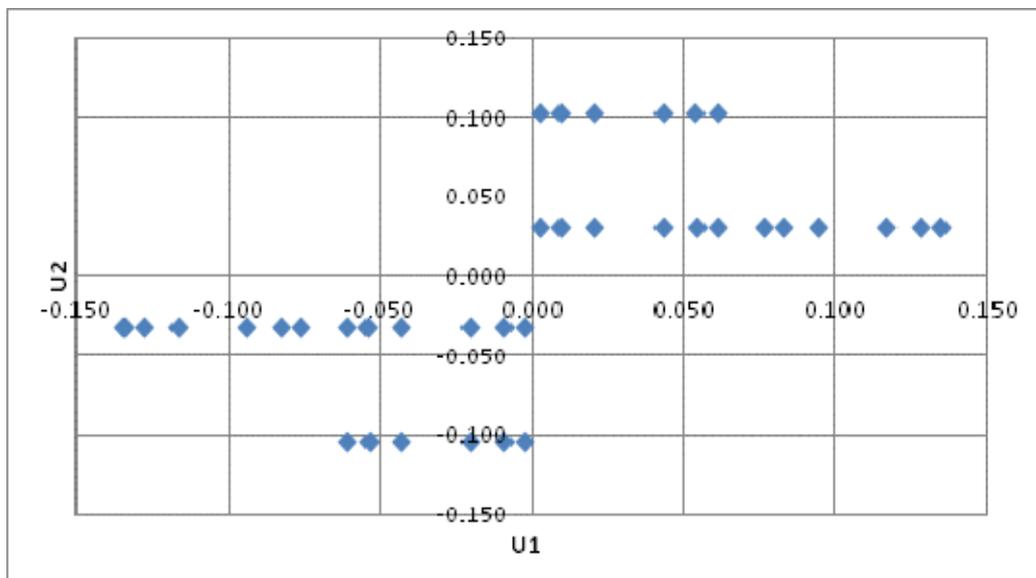
6.5.8. Dimensionamento dei giunti di dilatazione

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:

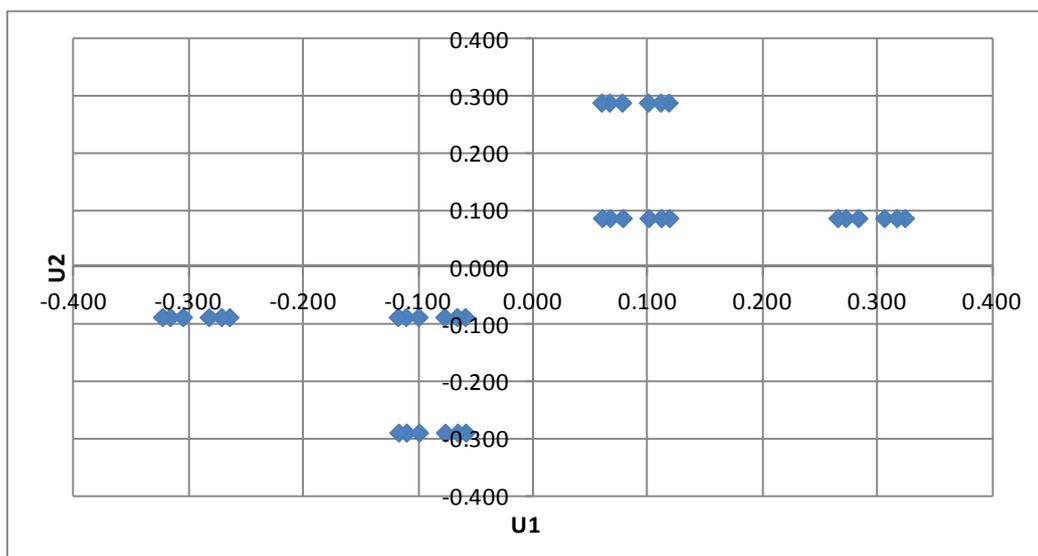
- Devono garantire come capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l’assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti al normale esercizio dell’opera (SLE) per le variazioni termiche, l’azione di frenatura, l’azione del vento, le azioni dei carichi mobili e quelle dovute ai carichi 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.

Nei diagrammi seguenti si riportano gli andamenti degli spostamenti trasversali in funzione degli spostamenti longitudinali in dilatazione (positivi) ed in contrazione (negativi) per le combinazioni di carico in condizione sismica SLD e per la condizione sismica SLC (la condizione statica non risulta dimensionante) per i due nodi di estremità dell’impalcato.

CONDIZIONE SISMICA SLD



CONDIZIONE SISMICA SLC



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

- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 140 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 110 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 330 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 300 mm.



AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

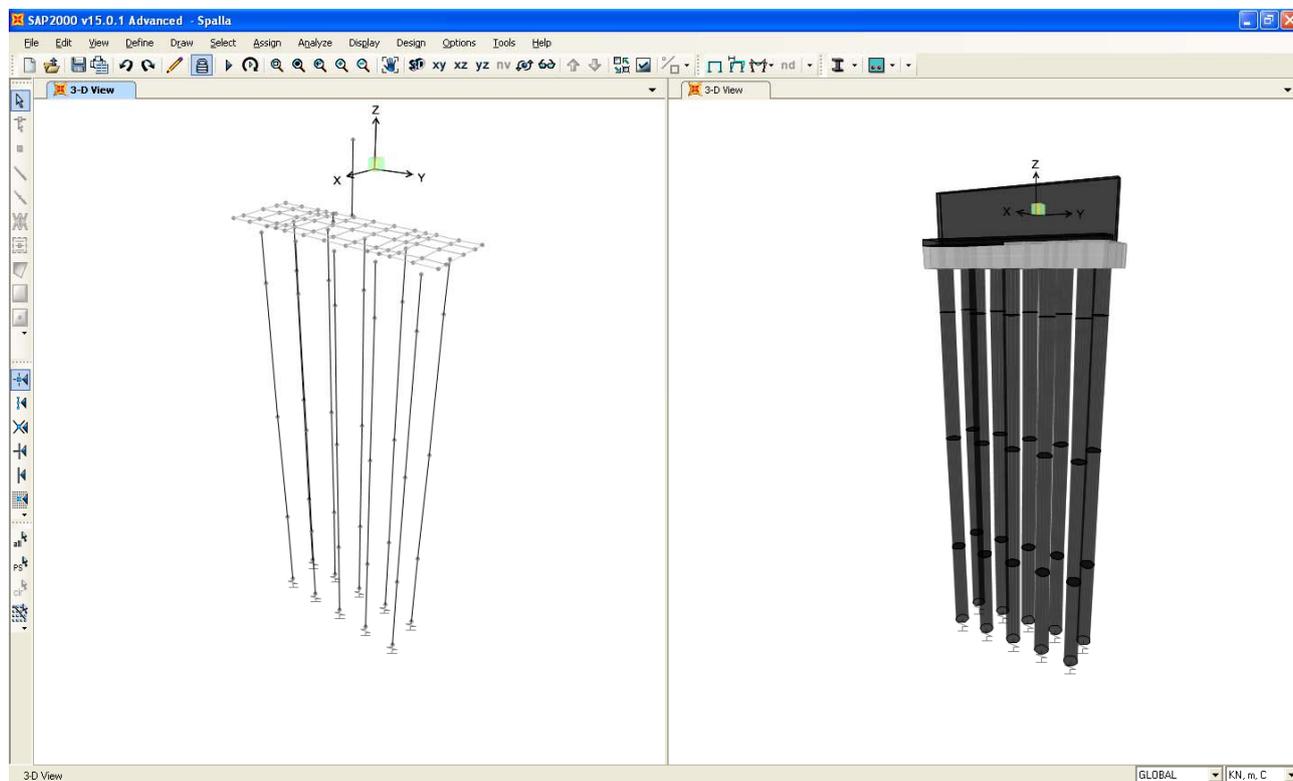
REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
Dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13
PROGETTO DEFINITIVO
OPERE STRUTTURALI
APO18 - PONTE SULLO SCOLMATORE FIUME RENO
RELAZIONE DI CALCOLO

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 330 mm in modo tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

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: 4.7 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 17.6 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: 17.6 m;
- Numero di pali: 10;
- Diametro pali: 1500 mm;
- Lunghezza pali: 40.0 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 $K_h = 3928$ KN/m/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a $K_h = 20622$ KN/m/m per il secondo tratto di lunghezza 13.0 m, pari a $K_h = 46154$ KN/m/m per il terzo tratto di lunghezza 13.0 m e $K_h = 70704$ KN/m/m per l’ultimo tratto di lunghezza 10 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza $K_h = 755000$ 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	8288.5	0.0	0.0
VENTO	0.0	848.8	-267.6
VEICOLI - N _{MAX}	6076.8	5173.2	0.0
VEICOLI - M _{MAX}	2327.4	8663.4	0.0
VEICOLI - N _{MIN}	-2570.2	2877.0	0.0

Va qui segnalato che a causa della rigidezza orizzontale relativamente elevate degli isolatori di spalla (causata da un carico assiale piuttosto elevato in funzione delle luci dell’opera), questi ultimi trasmettono azioni orizzontali alle spalle di valore non basso. In particolare si ha che per l’azione sismica agente in direzione longitudinale X allo SLV, la risultante globale dei due isolatori ammonta a circa $R_{X,Ed} = 1090.0$ KN. Secondo quanto riportato al punto 7.10.6.2.1 della normativa vigente, però, la combinazione delle sollecitazioni trasmesse dall’impalcato alla sottostruttura e di quelle derivanti dai carichi assegnati direttamente ad essa può essere effettuata mediante la regola SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati). Si è verificato tramite il modello di calcolo realizzato che l’applicazione delle azioni trasmesse dall’impalcato incide assai poco (generalmente nell’ordine del 1% ÷ 2%) sulle sollecitazioni ottenute sui pali dai soli carichi applicati direttamente alla spalla: pertanto si trascurano ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali.

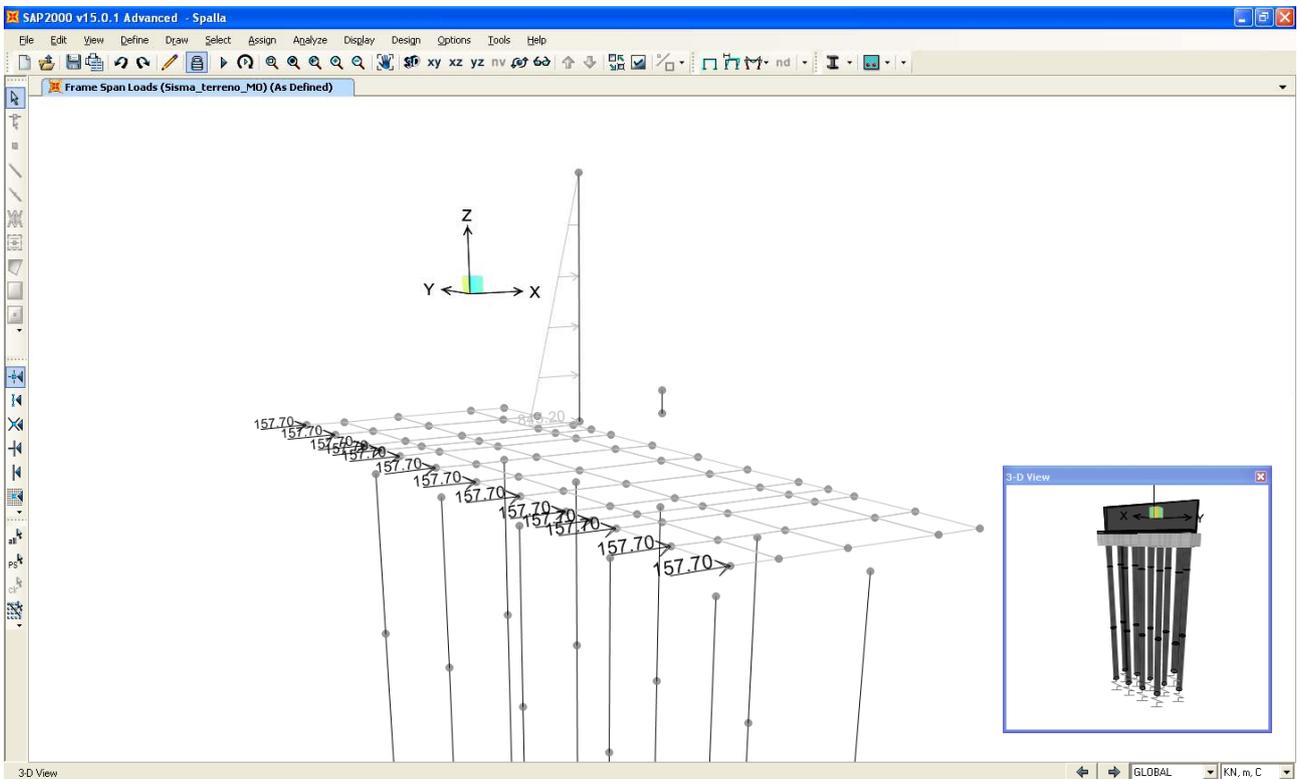
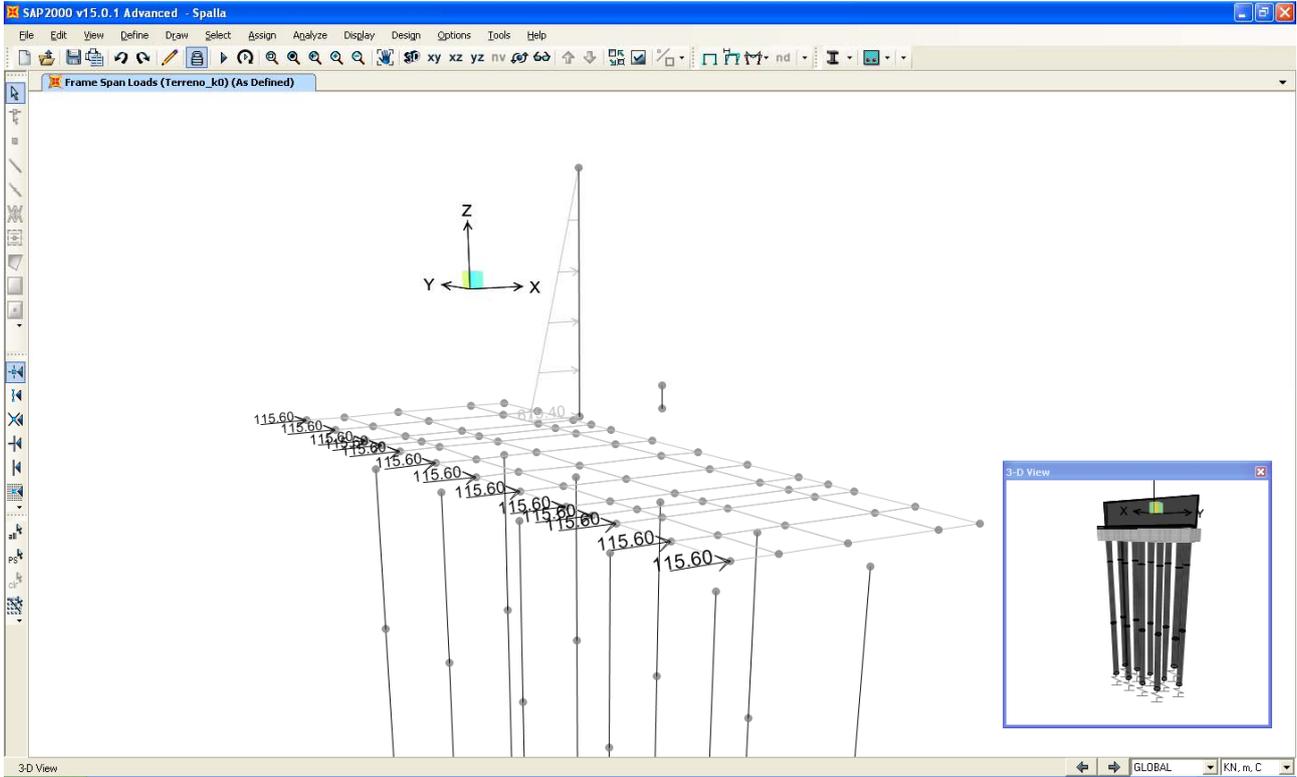
- All'elemento "frame" schematizzante il paraghiaia si è assegnata la spinta del terreno a tergo del muro stesso considerata agente in stato "a riposo" per la condizione statica e in stato limite attivo per la condizione sismica (formulazione di Mononobe-Okabe). Vale quanto sotto riportato.

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

Peso dell'unità di volume del terreno $\gamma = 19.5 \text{ KN/mc}$;

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 Mononobe- Okabe è circa pari al 5%. In virtù di tale considerazione si assume un unico coefficiente di spinta in condizioni sismica incrementato del 5% rispetto al caso $k_v=0$, mentre si considera K_v per quanto riguarda le azioni inerziali innescate dai pesi propri degli elementi.



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 0.376 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.376 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

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 0.188 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.188 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- 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:

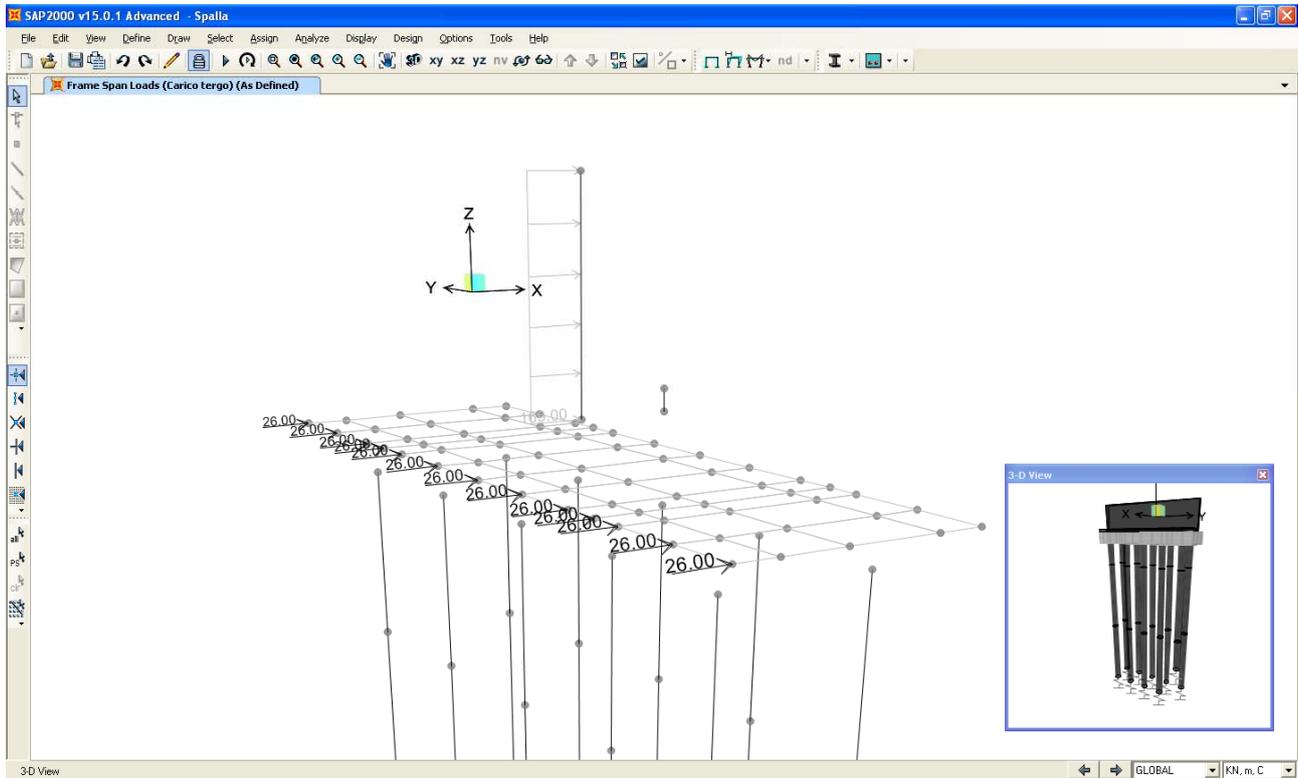
$$p_{\text{sup}} = 34.6 \text{ KPa.}$$

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

$$p_{\text{inf}} = 12.6 \text{ KPa.}$$

Si è quindi considerato un carico verticale uniformemente distribuito pari al valore

$$q = 25.0 \text{ KPa.}$$



- 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:

$$q_{t,imb} = 19.5 \cdot 4.7 = 91.7 \text{ KPa.}$$

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 nella sezione di base in quanto 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 26 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	-1675.1	1965.0	0.0	0.0	0.0	3078.6
3	0	SLV1	Combination	-1240.8	3787.1	0.0	0.0	0.0	7343.8
3	0	SLU2	Combination	-1675.1	1965.0	0.0	0.0	0.0	3078.6
3	0	SLU3	Combination	-1240.8	1965.0	0.0	0.0	0.0	3078.6
3	0	SLV2	Combination	-1007.5	3787.1	0.0	0.0	0.0	7343.8
3	0	SLU4	Combination	-1240.8	1965.0	0.0	0.0	0.0	3078.6
3	0	SLU5	Combination	-1675.1	3037.4	0.0	0.0	0.0	5598.5
3	0	SLU6	Combination	-1240.8	3037.4	0.0	0.0	0.0	5598.5
3	0	SLV3	Combination	-1474.1	3787.1	0.0	0.0	0.0	7343.8

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

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

Titolo: SPALLA

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1760	60	1	467.22	6
			2	467.22	54

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

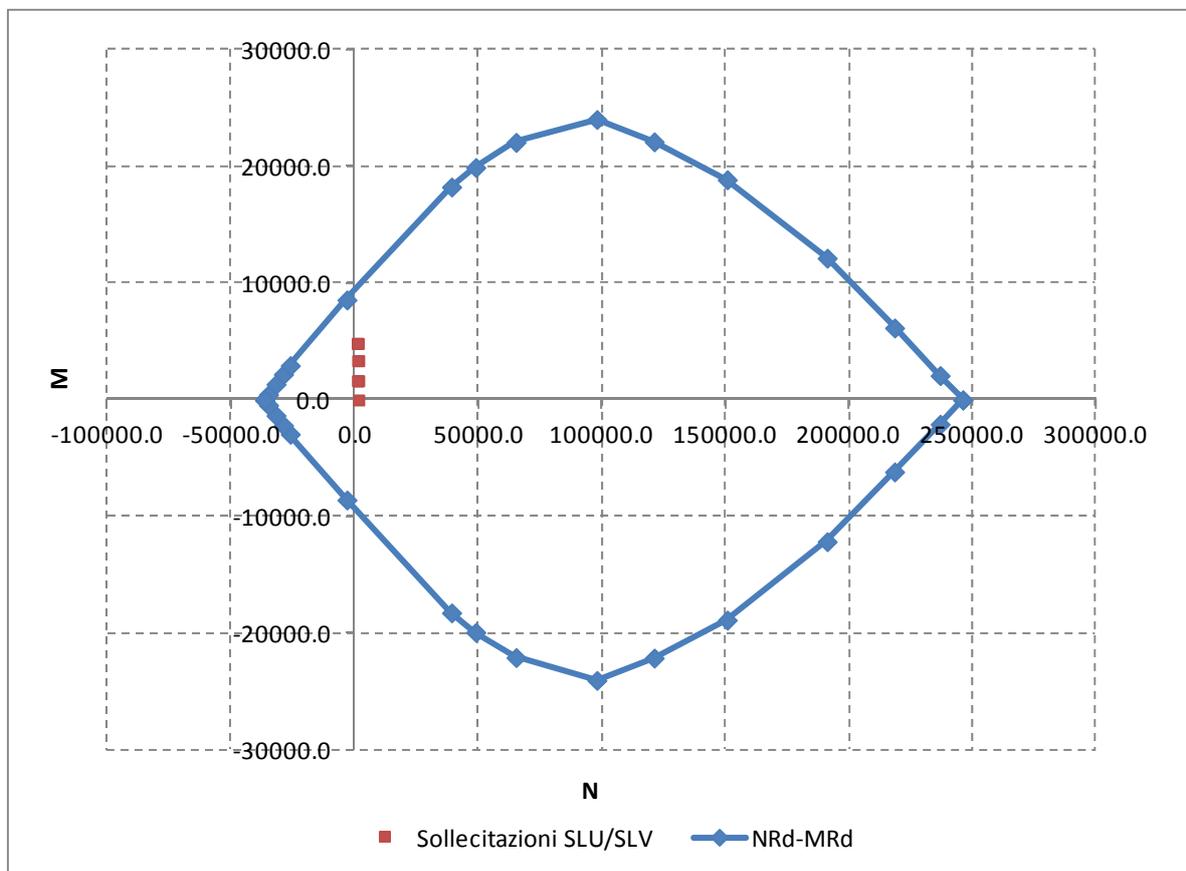
Precompresso

Materiali

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

M_{xRd}: 9 373 kNm

σ_c : -19.83 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 27.18 ‰
d: 54 cm
x: 6.16 x/d: 0.1141
 δ : 0.7



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:

- $V_{Ed} = 3787.1 \text{ KN}$.

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

Dati		
b (mm)	17600.0	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} (mmq)	46722.0	armatura longitudinale
k	1.61	fattore di ingranamento
v_{min}	0.42	tensione resistente minima
ρ_l	0.0049	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)	4736.1	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 apposita al taglio 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 ad eseguire la verifica anche secondo il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure.

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: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1760	60	1	467.22	6
			2	467.22	54

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 1240 kN
 M_{xEd} 0 3680 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

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

Materiali

B450C	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 -4.349 N/mm²
 σ_s 149.3 N/mm²
 ϵ_s 0.7467 ‰
 d 54 cm
 x 16.42 x/d 0.304
 δ 0.82

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.

Procedendo al calcolo secondo quanto previsto dal metodo diretto, si è verificato precedentemente se la massima tensione di trazione nel conglomerato cementizio determinata in ipotesi di sezione interamente reagente fosse superiore alla sua resistenza a trazione ai fini della formazione delle fessure. Si ha quanto segue.

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

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

Titolo: **SPALLA**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1760	60	1	467.22	6
			2	467.22	54

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 1240 kN
 M_{xEd} 0 3680 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	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_{c0} 0.8
	τ_{c1} 2.257

σ_c -2.881 N/mm²
 σ_c 2.673 N/mm²
 ϵ_s 0.1589 ‰

Verifica

Precompresso

$$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = 3.21/1.2 = 2.68 \text{ MPa} > \sigma_{max} = 2.67 \text{ MPa.}$$

Pertanto la verifica secondo il metodo diretto non ha significato in quanto le sollecitazioni in gioco risultano inferiori a quelle minime per attivare l'innesco delle fessure.

Combinazione quasi permanente

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

7.1.3. Verifiche di Resistenza dei 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 minimo di N_{Ed} (per valori maggiori il diagramma resistente si amplia) e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni $M_{Ed,x} - M_{Ed,y}$ fornite da 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 della 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 10 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	-1021.8	-415.7	-209.1	0.0	-1382.4	43.7
1	0	SLV1	Combination	633.2	-783.2	-84.3	0.0	-583.5	-1353.7
1	0	SLU2	Combination	-2059.0	-5.9	-195.1	0.0	-1178.7	619.0
1	0	SLU3	Combination	-696.4	-392.8	-159.5	0.0	-938.8	-258.1
1	0	SLV2	Combination	624.8	-783.4	-81.4	0.0	-563.7	-1402.3
1	0	SLU4	Combination	-473.4	-385.9	-83.6	0.0	-478.7	-650.9
1	0	SLU5	Combination	-689.9	-546.0	-138.6	0.0	-886.8	-714.8
1	0	SLU6	Combination	-243.9	-542.0	-106.6	0.0	-667.8	-806.2
1	0	SLV3	Combination	641.5	-783.0	-87.2	0.0	-603.4	-1305.0
2	0	SLU1	Combination	-720.9	-423.5	185.7	0.0	1325.7	-28.2
2	0	SLV1	Combination	633.3	-782.6	84.1	0.0	583.0	-1351.1
2	0	SLU2	Combination	-1433.3	-34.6	110.9	0.0	915.8	427.1
2	0	SLU3	Combination	-70.2	-424.1	76.0	0.0	679.3	-461.4
2	0	SLV2	Combination	624.9	-782.7	81.2	0.0	563.0	-1399.5
2	0	SLU4	Combination	-183.0	-412.6	27.5	0.0	287.7	-790.6
2	0	SLU5	Combination	-566.0	-572.1	96.5	0.0	731.9	-830.3
2	0	SLU6	Combination	-120.1	-567.9	64.4	0.0	512.8	-921.1
2	0	SLV3	Combination	641.6	-782.4	87.0	0.0	602.9	-1302.7
7	0	SLU1	Combination	-1827.1	-378.1	-166.9	0.0	-1092.8	304.3
7	0	SLV1	Combination	266.3	-760.3	-64.2	0.0	-444.6	-1180.5
7	0	SLU2	Combination	-2610.5	17.2	-160.9	0.0	-943.8	778.4
7	0	SLU3	Combination	-1092.0	-371.6	-127.8	0.0	-721.3	-102.5
7	0	SLV2	Combination	270.9	-760.6	-61.6	0.0	-427.0	-1230.0
7	0	SLU4	Combination	-660.3	-377.8	-69.8	0.0	-383.2	-576.8
7	0	SLU5	Combination	-1174.8	-526.2	-115.0	0.0	-724.5	-550.9
7	0	SLU6	Combination	-588.5	-527.1	-88.1	0.0	-540.5	-676.6
7	0	SLV3	Combination	261.6	-759.9	-66.7	0.0	-462.3	-1130.9
9	0	SLU1	Combination	-1631.8	-388.4	154.5	0.0	1111.3	224.3
9	0	SLV1	Combination	266.3	-760.0	64.0	0.0	444.1	-1179.1
9	0	SLU2	Combination	-2218.9	-8.9	94.7	0.0	804.4	602.2
9	0	SLU3	Combination	-700.1	-399.0	62.4	0.0	585.5	-284.2
9	0	SLV2	Combination	270.9	-760.3	61.4	0.0	426.4	-1228.6
9	0	SLU4	Combination	-486.3	-395.7	19.4	0.0	232.3	-677.3
9	0	SLU5	Combination	-1108.9	-540.2	72.7	0.0	568.4	-614.6
9	0	SLU6	Combination	-522.6	-541.0	45.8	0.0	384.3	-740.0
9	0	SLV3	Combination	261.7	-759.7	66.6	0.0	461.8	-1129.7
11	0	SLU1	Combination	-2153.7	-347.6	3.5	0.0	75.5	514.4
11	0	SLV1	Combination	107.4	-741.9	-0.1	0.0	-0.3	-1042.4
11	0	SLU2	Combination	-2757.8	30.4	-15.8	0.0	48.8	870.0
11	0	SLU3	Combination	-1145.1	-363.5	-15.3	0.0	50.7	-38.1
11	0	SLV2	Combination	119.2	-742.6	-0.1	0.0	-0.3	-1094.7
11	0	SLU4	Combination	-688.0	-375.9	-18.6	0.0	-30.9	-547.1
11	0	SLU5	Combination	-1383.9	-509.9	-20.0	0.0	-70.2	-413.7
11	0	SLU6	Combination	-725.2	-516.2	-20.0	0.0	-70.3	-576.5
11	0	SLV3	Combination	95.5	-741.2	-0.1	0.0	-0.3	-990.0
31	0	SLU1	Combination	-4672.7	-417.4	-240.2	0.0	-1592.6	31.9
31	0	SLV1	Combination	-3784.2	-785.1	-109.6	0.0	-742.8	-1367.4
31	0	SLU2	Combination	-3303.6	-8.0	-216.6	0.0	-1323.7	604.7
31	0	SLU3	Combination	-3566.6	-393.9	-183.9	0.0	-1095.9	-266.0
31	0	SLV2	Combination	-3700.2	-785.1	-106.7	0.0	-722.3	-1414.7
31	0	SLU4	Combination	-2520.2	-388.1	-102.2	0.0	-588.4	-665.8
31	0	SLU5	Combination	-3984.2	-549.3	-171.8	0.0	-1087.2	-737.7
31	0	SLU6	Combination	-3328.6	-544.5	-135.8	0.0	-840.4	-823.8
31	0	SLV3	Combination	-3868.3	-785.1	-112.6	0.0	-763.3	-1320.2
32	0	SLU1	Combination	-4296.4	-414.2	219.7	0.0	1546.3	-44.5
32	0	SLV1	Combination	-3784.3	-786.2	109.8	0.0	743.6	-1374.7
32	0	SLU2	Combination	-2548.2	-35.5	128.9	0.0	1039.7	403.4
32	0	SLU3	Combination	-2811.8	-416.2	95.4	0.0	808.5	-476.2
32	0	SLV2	Combination	-3700.3	-786.3	106.8	0.0	723.1	-1421.6
32	0	SLU4	Combination	-2186.9	-406.2	35.6	0.0	347.9	-805.2
32	0	SLU5	Combination	-3861.0	-562.0	115.6	0.0	868.0	-848.4
32	0	SLU6	Combination	-3205.4	-557.5	79.5	0.0	621.3	-933.9
32	0	SLV3	Combination	-3868.4	-786.1	112.8	0.0	764.0	-1327.7
35	0	SLU1	Combination	-5706.0	-364.9	-239.4	0.0	-1587.2	393.9
35	0	SLV1	Combination	-4301.5	-758.0	-116.4	0.0	-790.5	-1165.2
35	0	SLU2	Combination	-4008.6	28.7	-209.4	0.0	-1274.2	857.1
35	0	SLU3	Combination	-4114.7	-362.1	-178.5	0.0	-1059.4	-38.1
35	0	SLV2	Combination	-4203.6	-758.1	-113.6	0.0	-770.8	-1213.3
35	0	SLU4	Combination	-2791.9	-375.9	-103.0	0.0	-594.0	-564.6
35	0	SLU5	Combination	-4637.3	-522.5	-178.8	0.0	-1135.6	-526.0
35	0	SLU6	Combination	-3811.2	-524.7	-142.2	0.0	-885.2	-661.0
35	0	SLV3	Combination	-4399.4	-757.8	-119.3	0.0	-810.2	-1117.1
37	0	SLU1	Combination	-5430.0	-379.6	230.8	0.0	1622.5	284.2
37	0	SLV1	Combination	-4301.5	-757.7	116.6	0.0	791.0	-1163.8
37	0	SLU2	Combination	-3474.3	-5.0	140.9	0.0	1120.9	628.7
37	0	SLU3	Combination	-3580.6	-397.2	109.2	0.0	902.5	-272.0
37	0	SLV2	Combination	-4203.6	-757.8	113.7	0.0	771.4	-1211.7
37	0	SLU4	Combination	-2567.1	-396.6	42.0	0.0	391.9	-684.2
37	0	SLU5	Combination	-4566.4	-536.8	121.4	0.0	908.7	-592.3
37	0	SLU6	Combination	-3740.4	-539.0	84.9	0.0	658.5	-726.9
37	0	SLV3	Combination	-4399.4	-757.6	119.4	0.0	810.6	-1115.8
41	0	SLU1	Combination	-6301.5	-317.0	63.7	0.0	482.1	722.9
41	0	SLV1	Combination	-4666.9	-733.9	0.1	0.0	0.3	-988.6
41	0	SLU2	Combination	-4286.1	53.2	89.7	0.0	771.1	1025.9
41	0	SLU3	Combination	-4296.6	-347.3	89.3	0.0	769.2	71.3
41	0	SLV2	Combination	-4560.6	-734.0	0.1	0.0	0.3	-1036.9
41	0	SLU4	Combination	-2905.3	-373.1	17.4	0.0	227.1	-528.9
41	0	SLU5	Combination	-5071.1	-498.0	-18.6	0.0	-43.7	-333.9
41	0	SLU6	Combination	-4131.3	-508.6	-18.6	0.0	-43.6	-525.9
41	0	SLV3	Combination	-4773.2	-733.7	0.1	0.0	0.2	-940.3

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 30 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: PALO

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

Titolo: **PALO**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 30
 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 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: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

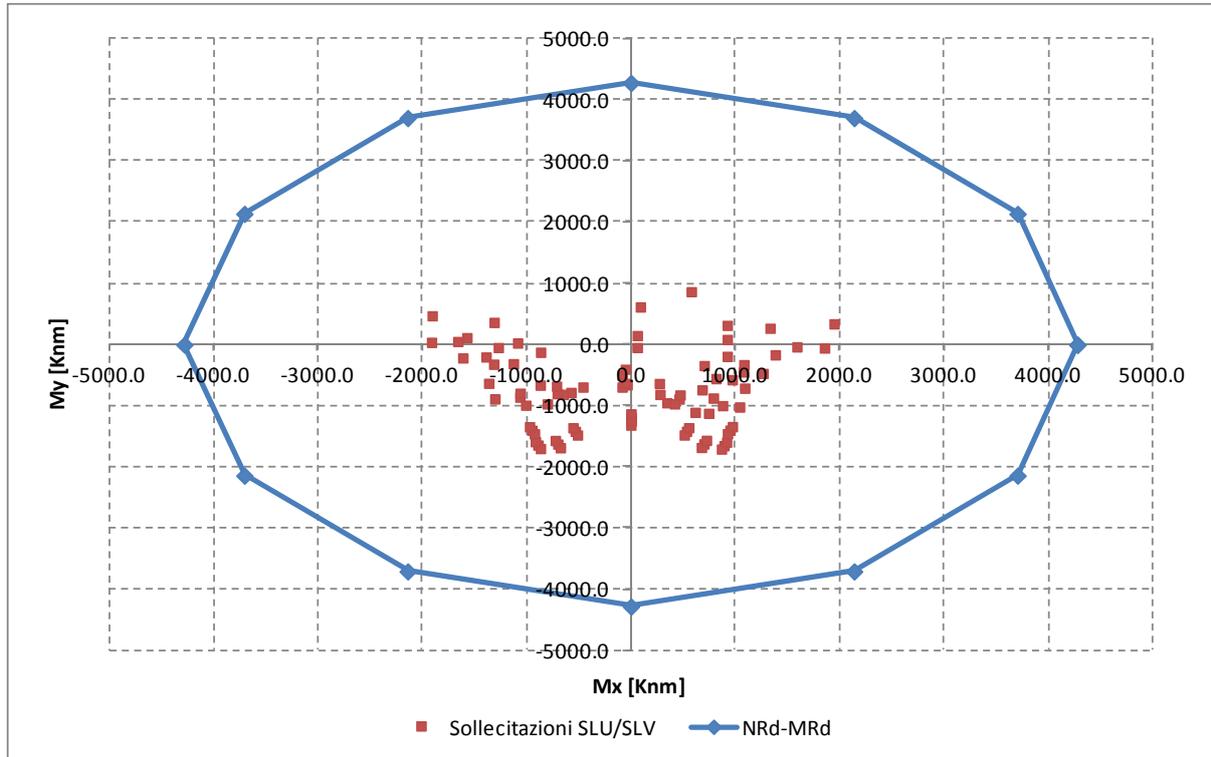
Precompresso

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: 4 667 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 : 10.18 ‰
 d: 141 cm
 x: 36.08 x/d: 0.2559
 δ : 0.7599



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 (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):

- $V_{Ed} = 953.0 \text{ KN}$.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significativi sforzi di trazione è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; 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)	1500.0	larghezza dell'anima resistente a taglio
h (mm)	1200.0	altezza della sezione
d (mm)	1140.0	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
$ctg\theta_{calcolato}$	4.80
$ctg\theta$	2.50
Rottura	duttile lato acc
V_{Rd3} (kN)	1133.3
V_{Rd2} (kN)	3759.1
V_{Rd} (kN)	1133.3

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta; l'armatura assunta è pari a circa 1130 mmq/m.

7.1.4. Verifica a fessurazione dei pali – SLE

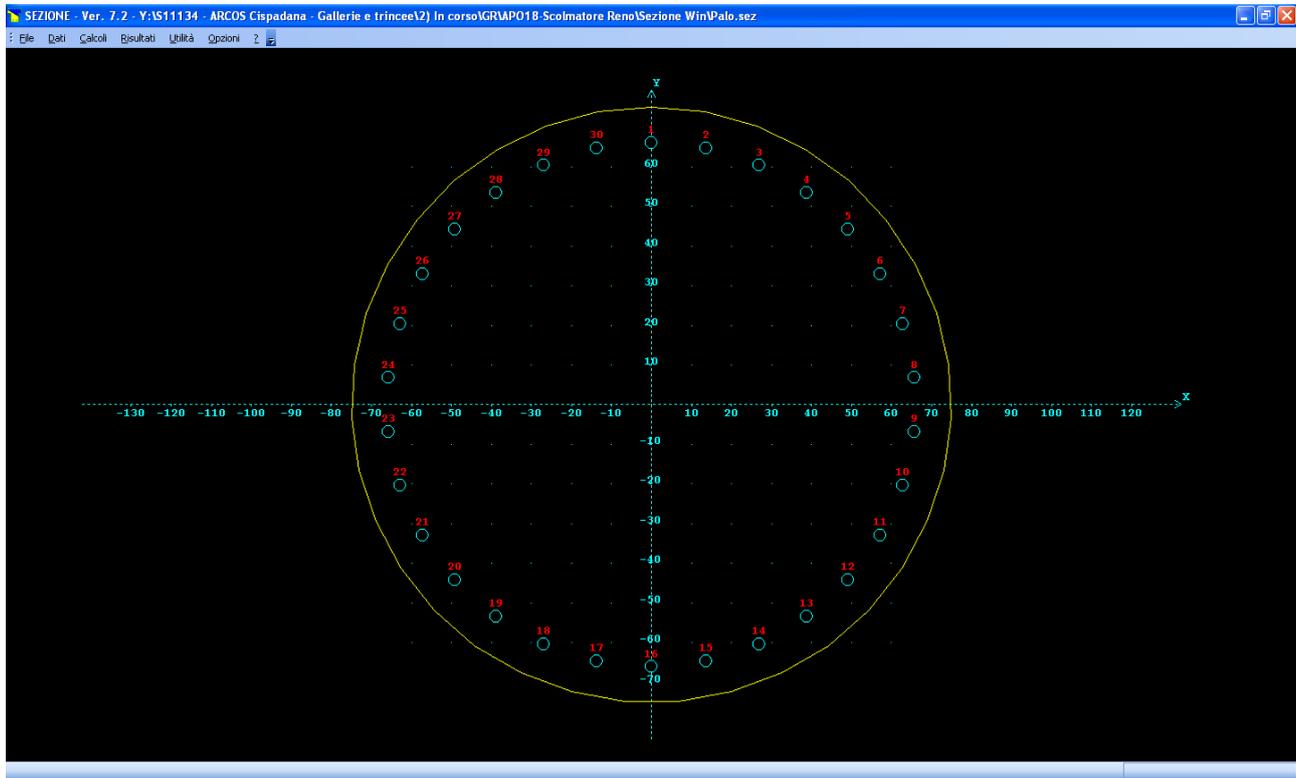
La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo "n") secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda 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 ad eseguire la verifica anche secondo il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure.

Combinazione frequente

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

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 eseguita la verifica anche secondo il metodo diretto stimando l'apertura massima delle fessure tramite il programma di calcolo Sezione Win della IngegneriaSoft; si riportano sotto i risultati principali.



VERIFICHE S.L.E.: FESSURAZIONE

Comb. freq. n.ro 1: Tens. min. cls= -2.27 N/mm²; $\sigma_t = f_{ctm}/1.2 = -2.13$ N/mm², $f_{ctk} = -2.15$ N/mm²
 $c = 7.50$ cm; $A_{eff} = 3916.05$ cm²; $A_s = 77.75$ cm²; $\rho = A_s/A_{eff} = 0.019855$; $s = 13.80$ cm
 $\phi = 3.00$ cm; $k_2 = 0.4000$; $k_3 = 0.1250$; $s_{rm} = 25.3142$ cm; $\zeta = 0.40000$
 $\sigma_t = -2.27$ N/mm²; $\sigma_s = -98.36$ N/mm²; $\beta_1 = 1.00$; $\beta_2 = 0.50$; $\epsilon_{sm} = 0.000191$
 $w_k = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \epsilon_{sm} = 0.0822$ mm < $w_2 = 0.3$ mm.... **VERIFICA POSITIVA**

posto (per gli altri simboli vedere la normativa):

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_c / \sigma_t)^2$$

σ_t : tensione max di trazione nel conglomerato con sezione interamente reagente e resistente a trazione

c: valore del copriferro inserito dall'utente

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

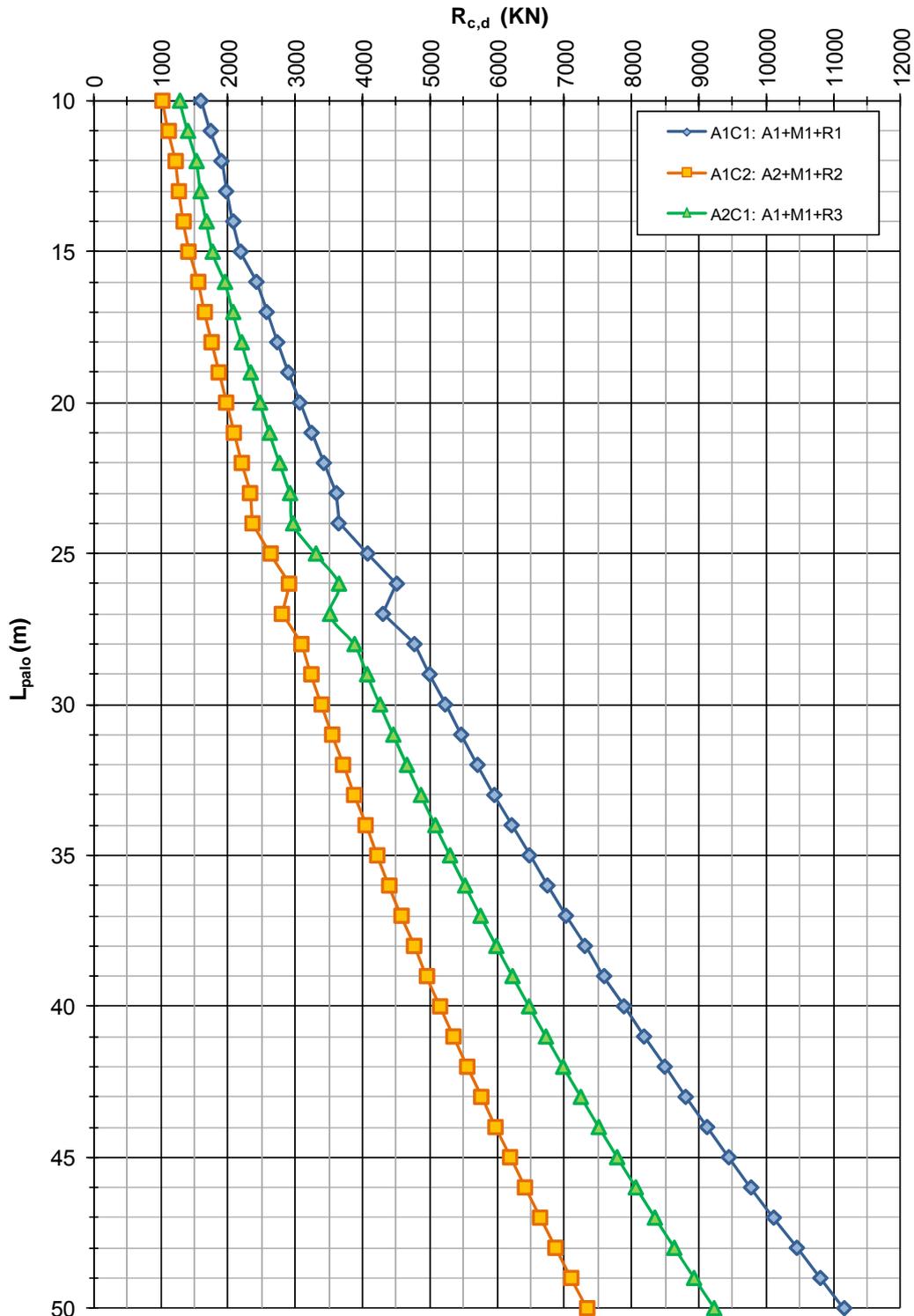
La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – 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 2.4 volte il diametro dei pali.

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 40.0 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):

$$R_{cd} = 6474.0 \text{ KN}$$

APO18 - Ponte sullo Scolmatore fiume Reno - ZO A
NTC del 14/01/2008

Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1500mm



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

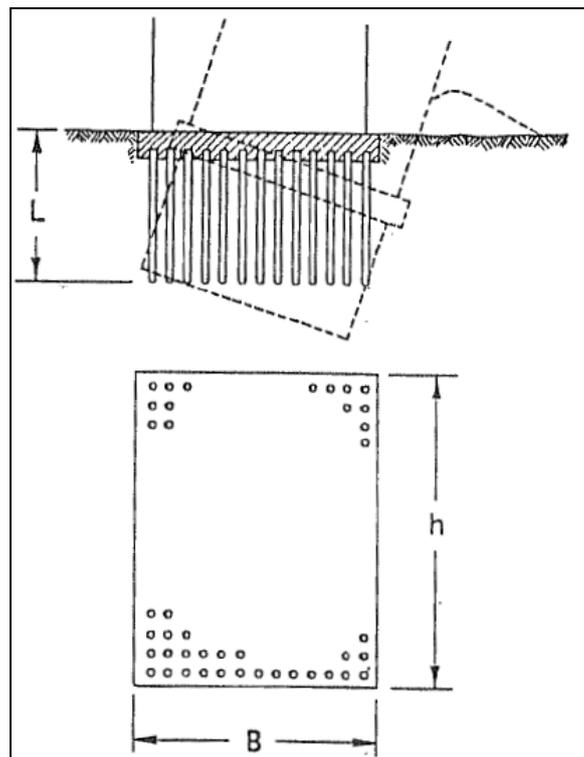
- $N_{Ed} = 6301.5 \text{ KN}$.

Si ha pertanto:

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

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 assumere un criterio di fondazione "a blocco" equivalente (criterio di "Terzaghi-Peck"). Si ha quanto segue.

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



$B = 5.60 \text{ m}$;

$h = 17.6 \text{ m}$;

$L = 40.0 \text{ m}$;

$$N_c \cong 8.0;$$

$$C_u = 135.0 \text{ KPa};$$

$$\Sigma \tau L = 1139.3 \text{ KN/m}.$$

$$R_d = 2 \cdot (17.6 + 5.6) \cdot 1139.3 + 5.6 \cdot 17.6 \cdot 8 \cdot 135 = 159308.3 \text{ KN}.$$

La massima azione assiale agente in sommità pali è riportata nella tabella seguente.

Azione Z globale	57618.5	KN
Peso pali	23844.375	KN
Azione Z in sommità pali	33774.125	KN

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$N_{Ed} < R_d.$$

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, 641.6 KN 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: 75 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 30
 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}: -650 470 kN
 M_{xEd}: 0 886 kNm
 M_{yEd}: 0 531

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

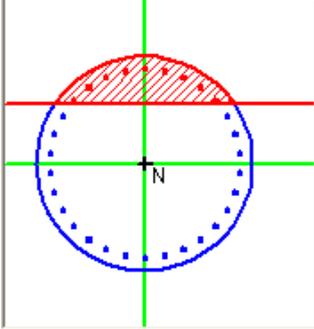
Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° : 0

Precompresso

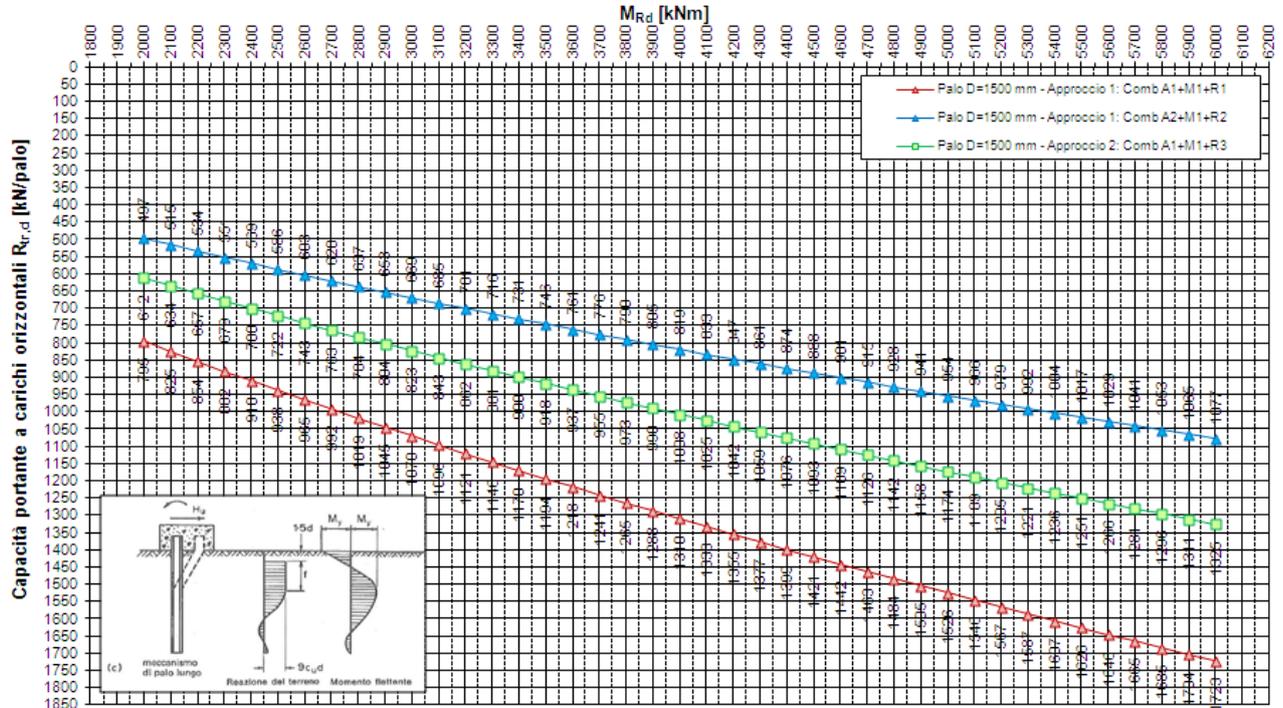
M_{xRd}: 4 390 kN m
 M_{yRd}: 0 kN m
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 11.35 ‰
 d: 141 cm
 x: 33.24 x/d: 0.2357
 δ : 0.7347



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 1076 \text{ KN} > V_{Ed} = 953 \text{ KN}.$$

Pali di fondazione - Opera APO18 - ZO A
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
D = 1500 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 0.7 (facendo riferimento ai pali in gruppo le sollecitazioni assunte non vanno amplificate del fattore 1.2 come invece è stato considerato per la verifica del singolo palo). Si ha pertanto (H_{Ed} è l'azione ottenuta, cautelativamente, moltiplicando il massimo valore dell'azione tagliante longitudinale ottenuta tra tutti i pali e in tutte le combinazioni di carico per il numero di pali; il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.7 \cdot 10 \cdot 1205 = 8435 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} = 786.3 \cdot 10 = 7863 \text{ KN}$$

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

La verifica risulta pertanto soddisfatta.