



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

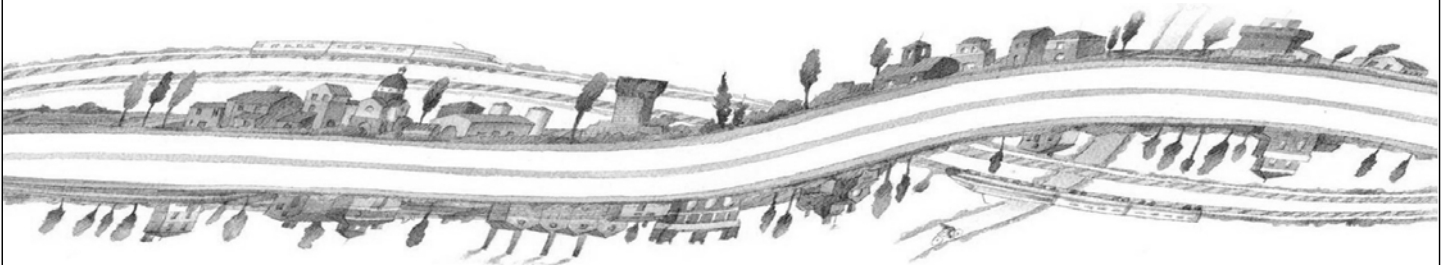
**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)**

OPERE STRUTTURALI

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

APO01 - PONTE SUL CAVO PARMIGIANA-MOGLIA E COLLETTORE ACQUE BASSE REGGIANE

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 Pettuzzi

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: -
2330	PD	0	A02	APO01	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	19
6.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP)	19
6.2.2. Carichi permanenti portati (SP, SL, CR).....	20
6.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)	20
6.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (TMP 1, TMP 2, TMN 1, TMN 2).....	21
6.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)	22
6.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)	24
6.2.7. Carichi mobili (ML).....	24
6.2.8. Azione di frenatura (FR)	27
6.2.9. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z).....	28
6.2.10. Azione del vento (VN).....	30
6.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI	31
6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	33
6.4.1. Diagrammi delle sollecitazioni	36
6.4.2. Analisi modale dell'opera.....	42
6.5. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	46
6.5.1. Dimensionamento soletta d'impalcato	47
6.5.2. Dimensionamento cassone metallico	47
6.5.2.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	47
6.5.2.2 Verifiche di deformabilità – SLE.....	51
6.5.3. Dimensionamento controventamenti trasversali.....	52
6.5.4. Dimensionamento delle pile	52
6.5.4.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	52
6.5.4.2 Verifica a fessurazione – SLE.....	56
6.5.5. Plinto di fondazione delle pile	58

6.5.6.	Dimensionamento dei diaframmi di fondazione delle pile.....	58
6.5.6.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	58
6.5.6.2	Verifica a fessurazione – SLE.....	60
6.5.6.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali.....	62
6.5.6.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali.....	65
6.5.7.	Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile.....	71
6.5.7.1	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV.....	71
6.5.7.2	Verifica a fessurazione – SLE.....	74
6.5.7.3	Verifica a capacità portante per carichi verticali.....	76
6.5.7.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali.....	78
6.5.8.	Dimensionamento del sistema di isolamento sismico.....	81
6.5.9.	Dimensionamento dei giunti di dilatazione.....	88
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLE.....	90
7.1.1.	Verifiche di Resistenza del muro frontale – SLU/SLV.....	95
7.1.2.	Verifica a fessurazione del muro frontale – SLE.....	97
7.1.3.	Verifiche di Resistenza pali – SLU/SLV.....	99
7.1.4.	Verifica a fessurazione pali – SLE.....	102
7.1.5.	Verifica a capacità portante per carichi verticali.....	103
7.1.6.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali.....	106
8.	DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI.....	109
8.1.	SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	109
8.1.1.	Verifiche di resistenza dei diaframmi.....	113

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è un ponte costituito da 5 campate di luci di calcolo, misurate in asse tracciato stradale, pari rispettivamente a 45, 58, 58, 58 e 45 m, per una lunghezza totale di circa 264 m (misurata da asse appoggi delle spalle).

L'opera è costituita da due carreggiate separate, di larghezza variabile da 16.35 m a 16.37 m per la carreggiata destra e variabile da 16.70 m a 16.35 m per la carreggiata sinistra, 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.

La carreggiata sinistra ha pendenza trasversale verso Sx (spalle all'origine del tracciato) variabile dal 2.50%, in corrispondenza della "Sezione su Spalla A", al 3.54% in corrispondenza della "Sezione su Spalla B".

La carreggiata destra invece ha pendenza trasversale verso Dx (spalle all'origine del tracciato) pari all'1.98%, in corrispondenza della "Sezione su Spalla A", per poi invertirsi tra le pile "P1" e "P2" sino a raggiungere il -3.52% in corrispondenza della "Sezione su Spalla B".

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 2.6 m avente le anime inclinate su cui appoggia una soletta collaborante in c.a., avente funzionamento principale lungo la direzione trasversale. La soletta è costituita da un getto in opera di spessore 26 cm eseguito su lastre predalles di spessore pari a 9 cm per uno spessore costante complessivo di 35 cm.

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.

L'opera ha vita nominale pari a 100 anni.

Nel seguito si riporta il dimensionamento degli elementi strutturali principali, per quanto riguarda le opere provvisorie (palancolati) 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".

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 ≤ 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	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave di coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
PONTE SUL CAVO PARMIGIANA-MOGLIA E COLLETTORE ACQUE BASSE REGGIANE															
APO01	Ponte alla progr. 1+911	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	120				105	90			200	80			
APO01	Ponte alla progr. 1+911	PILA su Pali	120				105	110			200				
APO01	Ponte alla progr. 1+911	PILA su Diaframmi		115		70	105	110			200				
APO01	Ponte alla progr. 1+911	IMPALCATO ACCIAIO											220		290

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

Si rimanda alle informazioni fornite al punto 1.

5.2. APERTURA LIMITE FESSURE

Con riferimento a quanto descritto al paragrafo 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: 10.9024°;
- Latitudine: 44.8914°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV → $C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: C;
- 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 tre 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 "Fase 2 SLU+SLV". 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 e al sisma. Il modulo elastico E del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo. In tal modo si tiene mediamente in conto degli effetti di lungo termine sul cls e della riduzione di rigidità delle pile per effetto della fessurazione del cls in fase sismica.

Per il caso in esame non sono previste specifiche indicazioni idrauliche relative allo scalzamento per le pile conseguente ad erosione. Tuttavia nelle verifiche di capacità portante dei diaframmi e dei pali si terrà conto di una possibile riduzione di 3 m della lunghezza reagente in conseguenza di uno scalzamento erosivo.

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;
- Nella definizione della sezione per i conci in pila, nel modello di fase 2 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 considerata la presenza dell'armatura metallica di soletta ($\phi 12/20$ " sup+inf per un totale di 18080mmq); la riduzione di momento di inerzia è pari a circa il 40%.

- 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 il collegamento della base della pila con il plinto di fondazione. Le pile hanno sezione trasversale ellittica (asse maggiore 10.70 m e asse minore 2.40 m); nelle analisi si è adottata una sezione rettangolare equivalente.
- 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 secondo vincolamenti elastici posizionati alla quota della loro sommità e assegnati tramite matrice di rigidezza elastica ai vari nodi (valori dedotti dall'Eurocodice 8 UNI EN 1998-5:2005: vedi relazione geotecnica);
- Per quanto riguarda la fondazione a "scatola di diaframmi" presente al di sotto di una pila (lati esterni della scatola 12.50 m x 7.00 m), si è proceduto ad una modellazione "completa" con elementi frames immersi in suolo elastico alla Winkler. Il singolo elemento frame presenta sezione rettangolare 2.50 m x 1.00 m; per il modulo di reazione orizzontale del terreno (k) si assume un valore variabile con la profondità da 0÷7027 kN/mc così come dalle indicazioni geotecniche.
- Le spalle non sono schematizzate in quanto analizzate con una modellazione dedicata (punto 7); i modelli terminano con due elementi di collegamento "link" schematizzanti la coppia dei due isolatori sismici di spalla direttamente incastrati alla base.

Per quanto attiene alle sezioni trasversali dell'impalcato implementate, valgono le proprietà geometrico-inerziali riportate nelle Figure seguenti.

CONCIO NUM.	L (m)	TIPOLOGIA SEZ.	L PROGRESSIVA (m)
1	13.0	CONCIO CAMPATA	13.0
2	13.0	CONCIO CAMPATA	26.0
3	13.0	CONCIO CAMPATA	39.0
4	12.0	CONCIO PILA	51.0
5	10.0	CONCIO INTERMEDIO	61.0
6	13.0	CONCIO CAMPATA	74.0
7	13.0	CONCIO CAMPATA	87.0
8	10.0	CONCIO INTERMEDIO	97.0
9	12.0	CONCIO PILA	109.0
10	10.0	CONCIO INTERMEDIO	119.0
11	13.0	CONCIO CAMPATA	132.0
12	13.0	CONCIO CAMPATA	145.0
13	10.0	CONCIO INTERMEDIO	155.0
14	12.0	CONCIO PILA	167.0
15	10.0	CONCIO INTERMEDIO	177.0
16	13.0	CONCIO CAMPATA	190.0
17	13.0	CONCIO CAMPATA	203.0
18	10.0	CONCIO INTERMEDIO	213.0
19	12.0	CONCIO PILA	225.0
20	13.0	CONCIO CAMPATA	238.0
21	13.0	CONCIO CAMPATA	251.0
22	13.0	CONCIO CAMPATA	264.0

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h		2.600 m
Larghezza ali superiori b_{sup}		1.600 m
Larghezza ala inferiore b_{inf}		7.300 m
Spessore ali superiori $t_{f,sup}$		0.070 m
Spessore ala inferiore $t_{f,inf}$		0.035 m
Spessore anime t_w		0.022 m
Angolo anima rispetto all'orizzontale		65.000 °
Angolo anima rispetto all'orizzontale		1.134 rad
Area sezione trasversale A		0.6006288 m ²
Altezza baricentro da intradosso		1.223 m
Momento di inerzia baricentrico J		0.8381 m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1		0.6854582 m ³
Modulo di flessione - fibra 2		0.705658 m ³
Modulo di flessione - fibra 3		-0.641083 m ³
Modulo di flessione - fibra 4		-0.608501 m ³
Peso al m		47.15 kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$		0.1211 m ²

Concio in pila – solo cassone metallico

Armatura superiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m ²
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
Armatura inferiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m ²
Distanza da intradosso soletta	0.1	m
Area	0.6187	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.268	m
J baricentrico	0.8805	m ⁴
Area resistente a taglio	0.1211	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.6944	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.7141	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.6978	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.6611	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-0.6149	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.5566	m ³

Concio in pila – cassone metallico + armatura soletta

Caratteristiche trave metallica			
Altezza totale cassone h		2.600	m
Larghezza ali superiori b_{sup}		1.200	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}		7.300	m
Spessore ali superiori $t_{f, sup}$		0.055	m
Spessore ala inferiore $t_{f, inf}$		0.020	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		0.3671529	m ²
Altezza baricentro da intradosso		1.240	m
Momento di inerzia baricentrico J		0.5028	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1		0.4054144	m ³
Modulo di flessione - fibra 2		0.412059	m ³
Modulo di flessione - fibra 3		-0.385385	m ³
Modulo di flessione - fibra 4		-0.369796	m ³
Peso al m		28.82	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$		0.0892	m ²

Concio intermedio – solo cassone metallico

Caratteristiche soletta			
Spessore s		0.35	m
Larghezza collaborante b		16.75	m
Area sezione trasversale A		5.8625	m ²
Altezza baricentro da intradosso		2.775	m
Momento di inerzia baricentrico J		0.0598464	m ⁴
Armatura superiore in soletta			
Diametro		12	mm
Numero		80	-
Area		0.0090	m ²
Distanza da estradosso soletta		0.1	m
Armatura inferiore in soletta			
Diametro		12	mm
Numero		80	-
Area		0.0090	m ²
Distanza da intradosso soletta		0.1	m

Caratteristiche sezione omogeneizzata ad Acciaio		
Area trasversale A_{id}	0.8181	m ²
Altezza baricentro da intradosso y_{id}	2.0862	m
Momento di inerzia baricentrico J_{id}	0.9841	m ⁴
Area resistente a taglio direzione y $A_{v,y}$	0.0892	m ²
Area linea media per torsione	23.43	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.4717	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.4763	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-2.1452	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-1.9155	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.6034	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-1.2885	m ³
Modulo di flessione - fibra 5	-1.1393	m ³

Concio intermedio – cassone metallico + soletta ca

Armatura superiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m ²
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
Armatura inferiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m ²
Distanza da intradosso soletta	0.1	m

Area	0.3852	m ²
Altezza baricentro da intradosso	1.312	m
J baricentrico	0.5435	m ⁴
Area resistente a taglio	0.0892	m ²
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.4142	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.4206	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.4410	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.4221	m ³
Modulo di flessione - armatura inf.	-0.3917	m ³
Modulo di flessione - armatura sup.	-0.3535	m ³

Concio intermedio – cassone metallico + armatura in soletta

Caratteristiche trave metallica		
Altezza totale cassone h	2.600	m
Larghezza ali superiori b_{sup}	0.900	m
Larghezza ala inferiore b_{inf}	7.300	m
Spessore ali superiori $t_{f, sup}$	0.020	m
Spessore ala inferiore $t_{f, inf}$	0.020	m
Spessore anime t_w	0.014	m
Angolo anima rispetto all'orizzontale	65.000	°
Angolo anima rispetto all'orizzontale	1.134	rad
Area sezione trasversale A	0.2610901	m ²
Altezza baricentro da intradosso	0.757	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.2689	m ⁴
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.3555074	m ³
Modulo di flessione - fibra 2	0.3651612	m ³
Modulo di flessione - fibra 3	-0.147489	m ³
Modulo di flessione - fibra 4	-0.145889	m ³
Peso al m	20.50	kN/m
Area a taglio lungo y $A_{v,y}$	0.0791	m ²

Concio campata – solo cassone metallico

Caratteristiche soletta		
Spessore s	0.35	m
Larghezza collaborante b	16.75	m
Area sezione trasversale A	5.8625	m ²
Altezza baricentro da intradosso	2.775	m
Momento di inerzia baricentrico J	0.0598464	m ⁴
Armatura superiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m ²
Distanza da estradosso soletta	0.1	m
Armatura inferiore in soletta		
Diametro	12	mm
Numero	80	-
Area	0.0090	m ²
Distanza da intradosso soletta	0.1	m

Caratteristiche sezione omogeneizzata ad Acciaio		
Area trasversale A_{id}	0.7121	m^2
Altezza baricentro da intradosso y_{id}	2.0349	m
Momento di inerzia baricentrico J_{id}	0.9473	m^4
Area resistente a taglio direzione y $A_{v,y}$	0.0791	m^2
Area linea media per torsione	23.43	m^2
Modulo di flessione intradosso - fibra 1	0.4655	m^3
Modulo di flessione - fibra 2	0.4701	m^3
Modulo di flessione - fibra 3	-1.7377	m^3
Modulo di flessione - fibra 4	-1.6762	m^3
Modulo di flessione - armatura inf.	-1.4242	m^3
Modulo di flessione - armatura sup.	-1.1621	m^3
Modulo di flessione - fibra 5	-1.0351	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 a $23.43 m^2$.

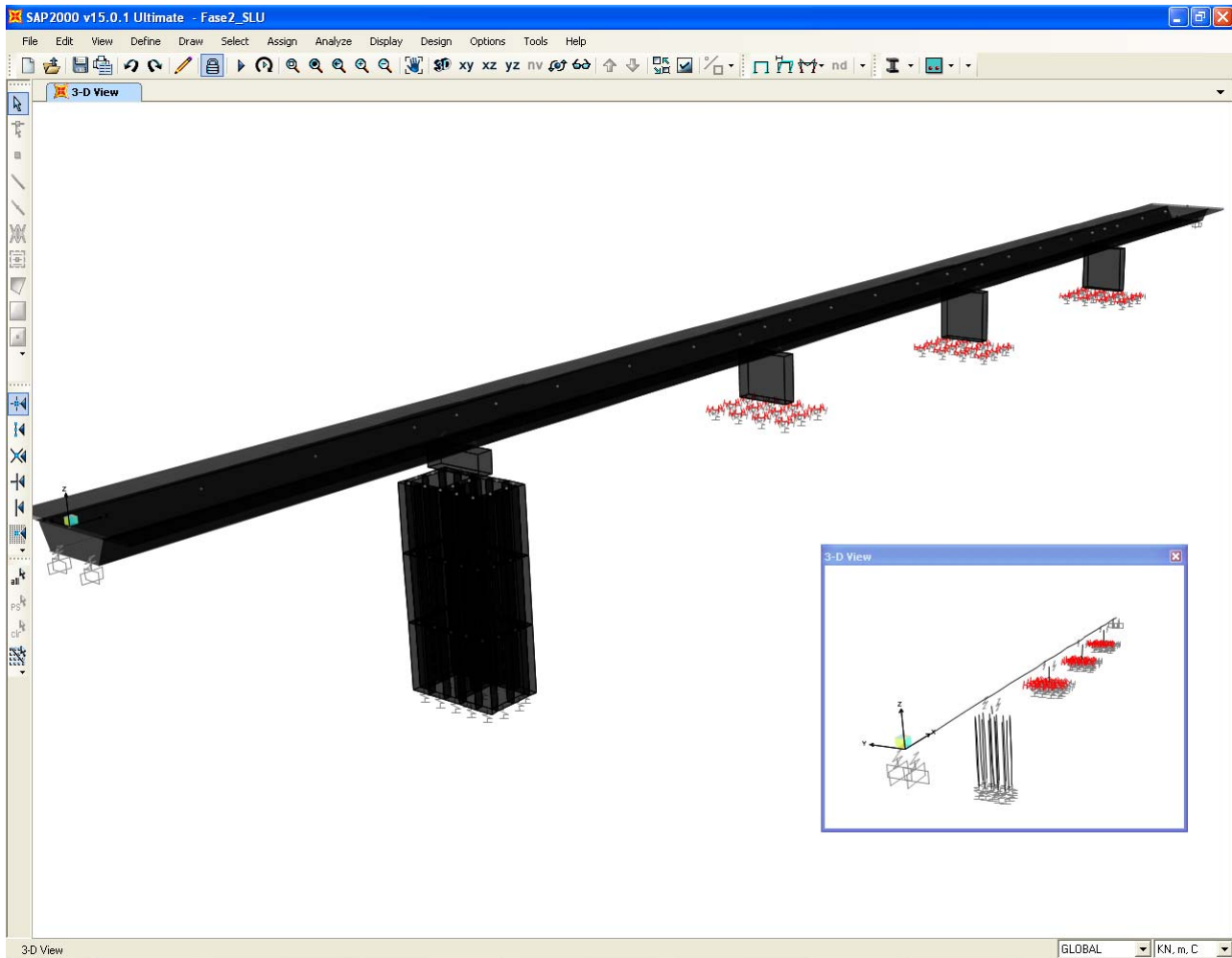


FIGURA 6-1: IMMAGINE DEL MODELLO DI CALCOLO “FASE 2”

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. Si è inoltre assegnato un peso proprio pari a 20 KN agli elementi “link” schematizzanti gli isolatori sismici e carichi concentrati pari a 5250 KN (plinto su pali) e 3660 kN (plinto su diaframmi) ai nodi baricentrici dei plinti di fondazione in modo da simulare il loro peso proprio e la loro massa.

Infine, il peso degli elementi strutturali secondari quali traversi (interasse 3.50 m), irrigidimenti, crociere, controventamenti e piolature è stato assegnato come carico uniformemente distribuito di intensità pari a 10.00kN/m (vedi carichi permanenti portati : CR).

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 152.5 KN/m (ottenuto considerando un peso specifico complessivo del calcestruzzo fresco e delle armature predisposte pari a 26kN/mc) ed il peso di irrigidimenti, crociere, controventamenti e piolature per un totale di 10 KN/m.

Nel modello "SLU" e SLV" è stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale (42.4 kN/m), dei 3 cordoli di impalcato (7.9 kN/m), dei 2 guard-rail e del parapetto (2.5 kN/m), della veletta laterale e delle strutture leggere reggi-impianti (1.5 kN/m), per un totale pari a 54.3 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%;
- $f_{ck} = 32$ MPa
- $\varepsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (16.75 \cdot 0.35) / (16.75 + 2 \cdot 0.35) = 672$ 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:

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

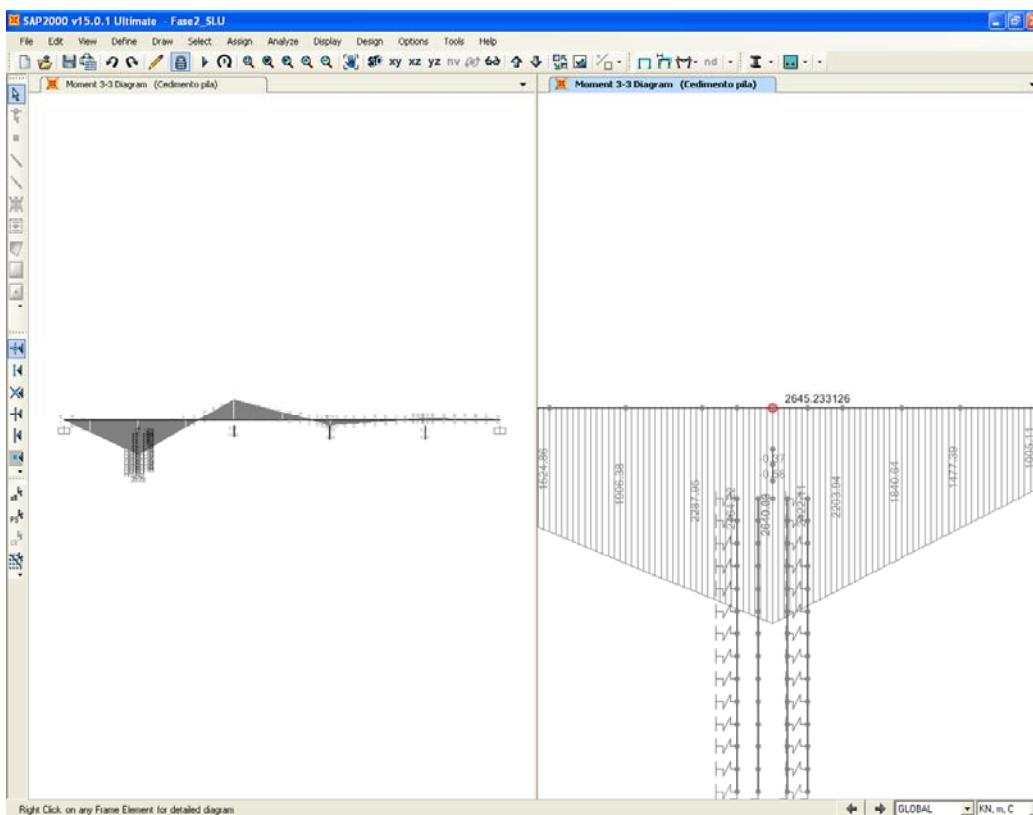
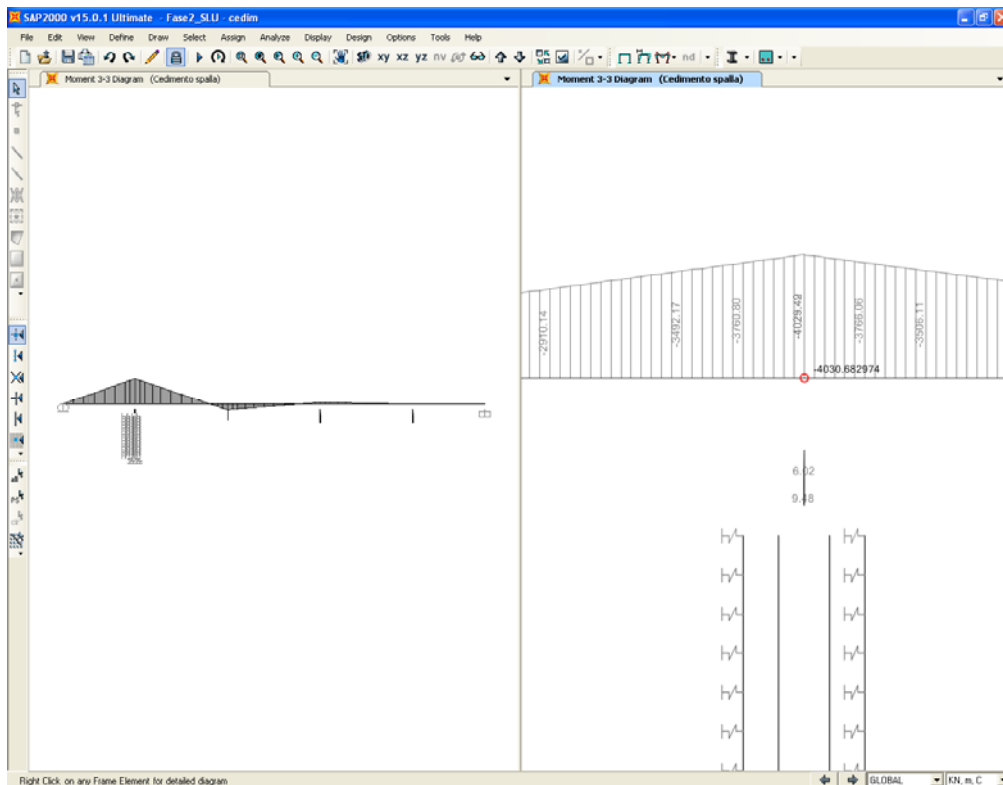
Queste variazioni termiche applicate in soletta vanno combinate secondo quanto previsto al punto 6.1.4.4 della medesima normativa tecnica, ottenendo 4 differenti condizioni di carico termico applicate al modello di calcolo "SLU" e qui riassunte:

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

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

6.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CSP, CPI)

Ai fini 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. Le sollecitazioni in termini di momenti flettenti agenti sull'impalcato dovuti a tali cedimenti vincolari sono riportati nelle Figure seguenti.



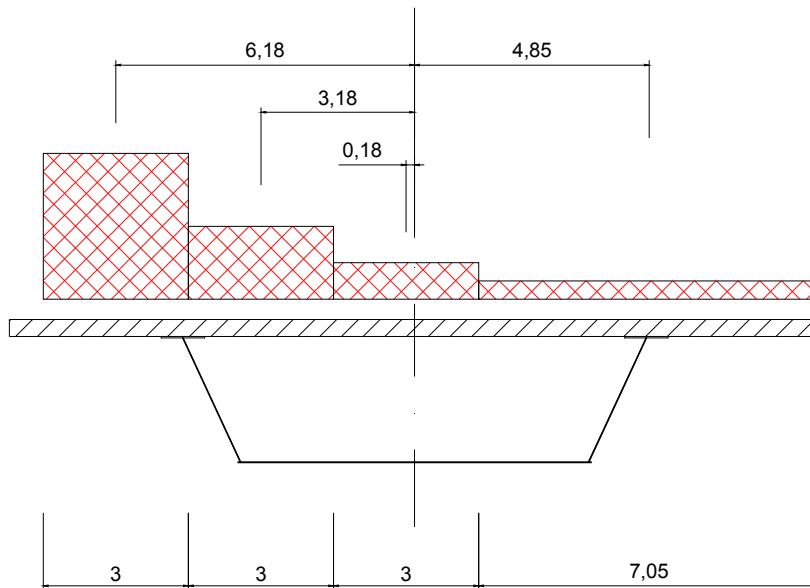
Poiché la loro incidenza percentuale in riferimento alle massime sollecitazioni agenti in condizione statica (SLU) risulta all'incirca pari all'2% - 3%, i cedimenti in oggetto possono essere trascurati.

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 ($16.75 \text{ m} - 0.70 \text{ m} - 0.70 \text{ m} = 15.35 \text{ m}$) 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 (6.35 m). 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, vedi schema di seguito riportato)). 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:

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

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data

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

Load Elevation:

Loads:

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

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data

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

Load Elevation:

Loads:

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

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data

Vehicle name: Corsia 4 Units: KN, m, C

Load Elevation: [Red Area]

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Trailing Load	Infinite		17.625	
Trailing Load	Infinite		17.625	

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

Vehicle Remains Fully In Path

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 $F_{FR} = 900$ kN:

$$F_{FR} = 0.6 \cdot (2 \cdot 300) + 0.1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 264 = 1073 \text{ KN} > 900 \text{ kN.}$$

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.

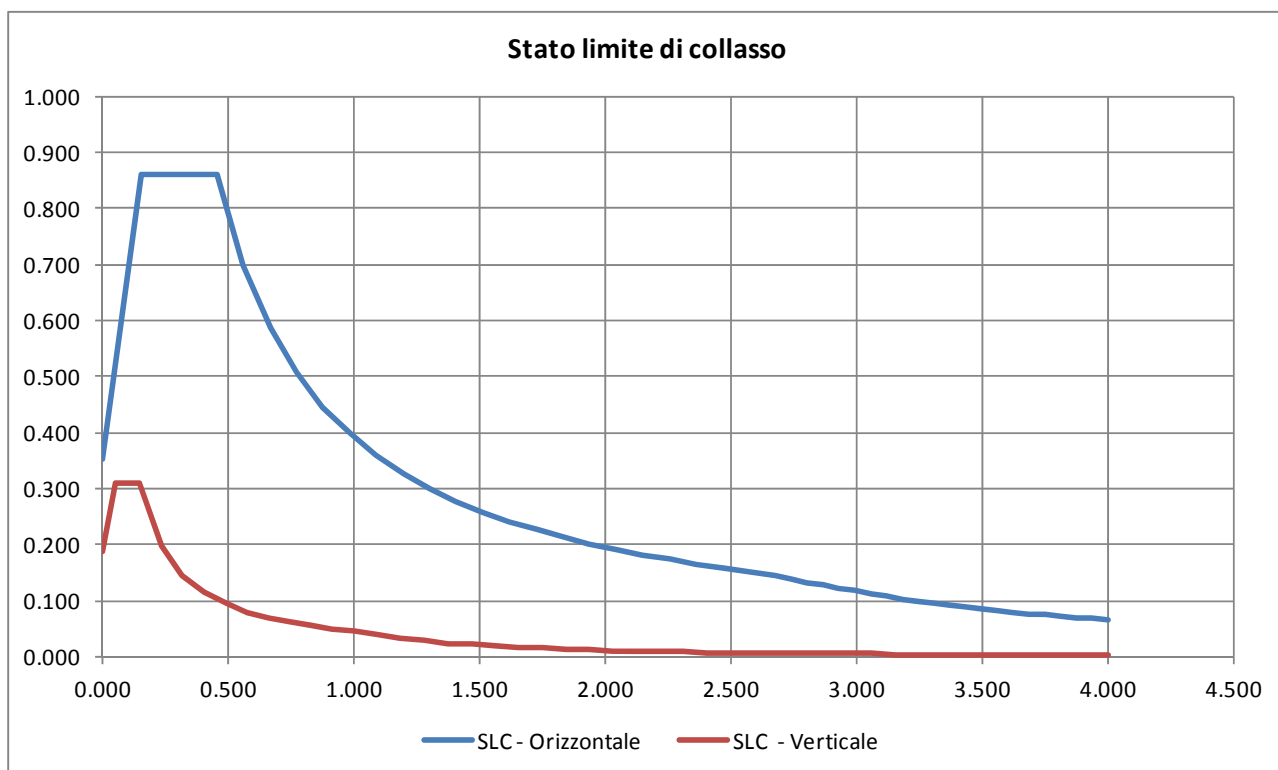
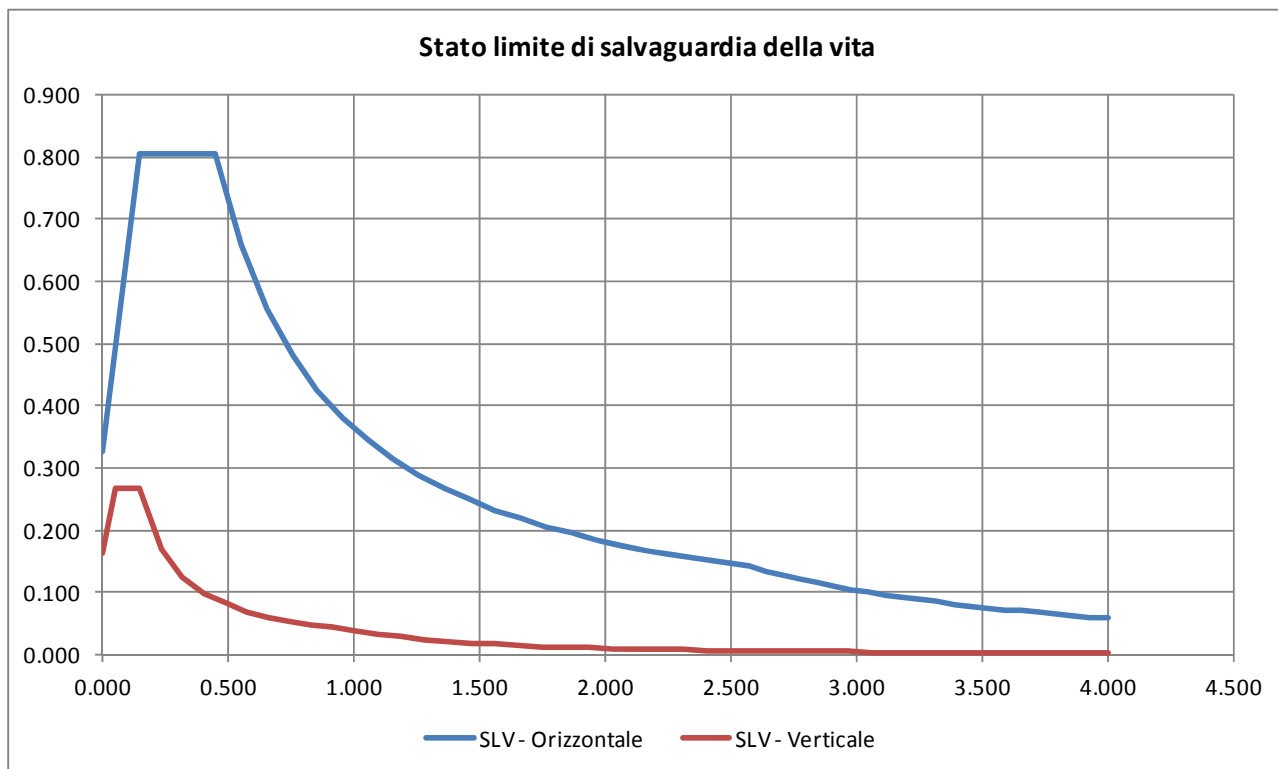
6.2.9. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z)

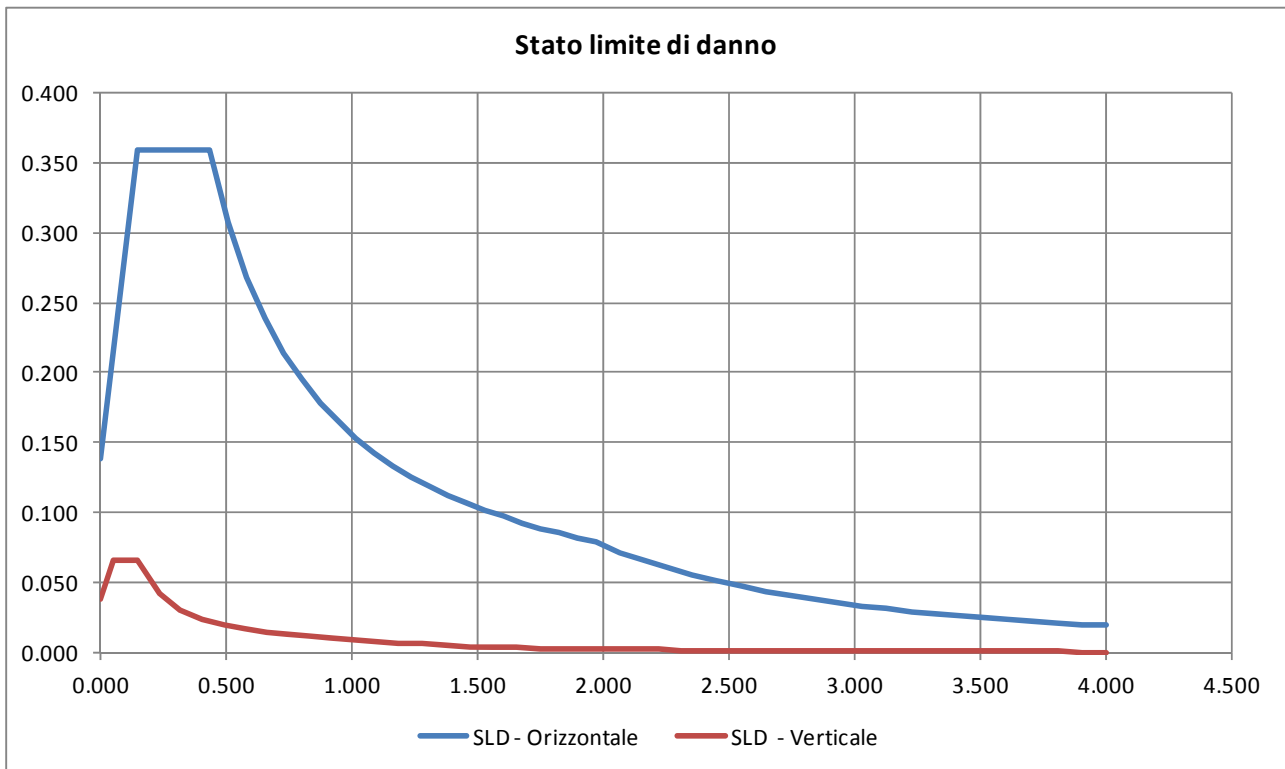
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori a scorrimento a superficie curva (Friction Pendulum Isolators), inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08 (si veda per maggiori informazioni il punto 6.4). Tale 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 dello spettro elastico di riferimento dell'azione sismica è stata eseguita assumendo i seguenti parametri:

- Longitudine: 10.9024° ;
- Latitudine: 44.8914°
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV $\rightarrow C_u = 2.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: C;
- 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 gli spettri illustrati nel seguito.





6.2.10. Azione del vento (VN)

L'azione del vento è assegnata sulla base delle indicazioni del par. 3.3 delle NTC'08 assumendo i seguenti parametri di base:

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

La pressione del vento è pari a circa 1.50kN/mq .

Per quanto riguarda la modellazione, il vento è 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 all'altezza della trave metallica + l'altezza della soletta + 10cm

di altezza della pavimentazione stradale + l'altezza di ingombro dei veicoli (assunta pari a 3.00m) o quella dell'eventuale barriera fonoassorbente (assunta pari a 4.00m).

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 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 SLV

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

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 la combinazione $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$ fornisce i medesimi risultati numerici di tutte le combinazioni caratterizzate dagli stessi coefficienti ma con segni permutati che, pertanto, divengono inutili; ad esempio, la combinazione $-Ex - 0.3Ey - 0.3Ez$ fornirebbe gli stessi risultati della $Ex + 0.3Ey + 0.3Ez$).

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.

<i>Isolatore pila (prima campata)</i>			
Raggio di curvatura	R	2500	mm
Coefficiente attrito dinamico	μ	0.065	-
Spostamento SLC	X	150	mm
Forza veritcale	P	6856	kN
k esi		5713	kN/m
ξ esi		0.331	-
Periodo stimato	T	2.198	s

Isolatore pila 2 (seconda campata)			
Raggio di curvatura	R	2500	mm
Coefficiente attrito dinamico	μ	0.065	-
Spostamento SLC	X	150	mm
Forza veritcale	P	7016	kN
k esi		5847	kN/m
ξ esi		0.331	-
Periodo stimato	T	2.198	s

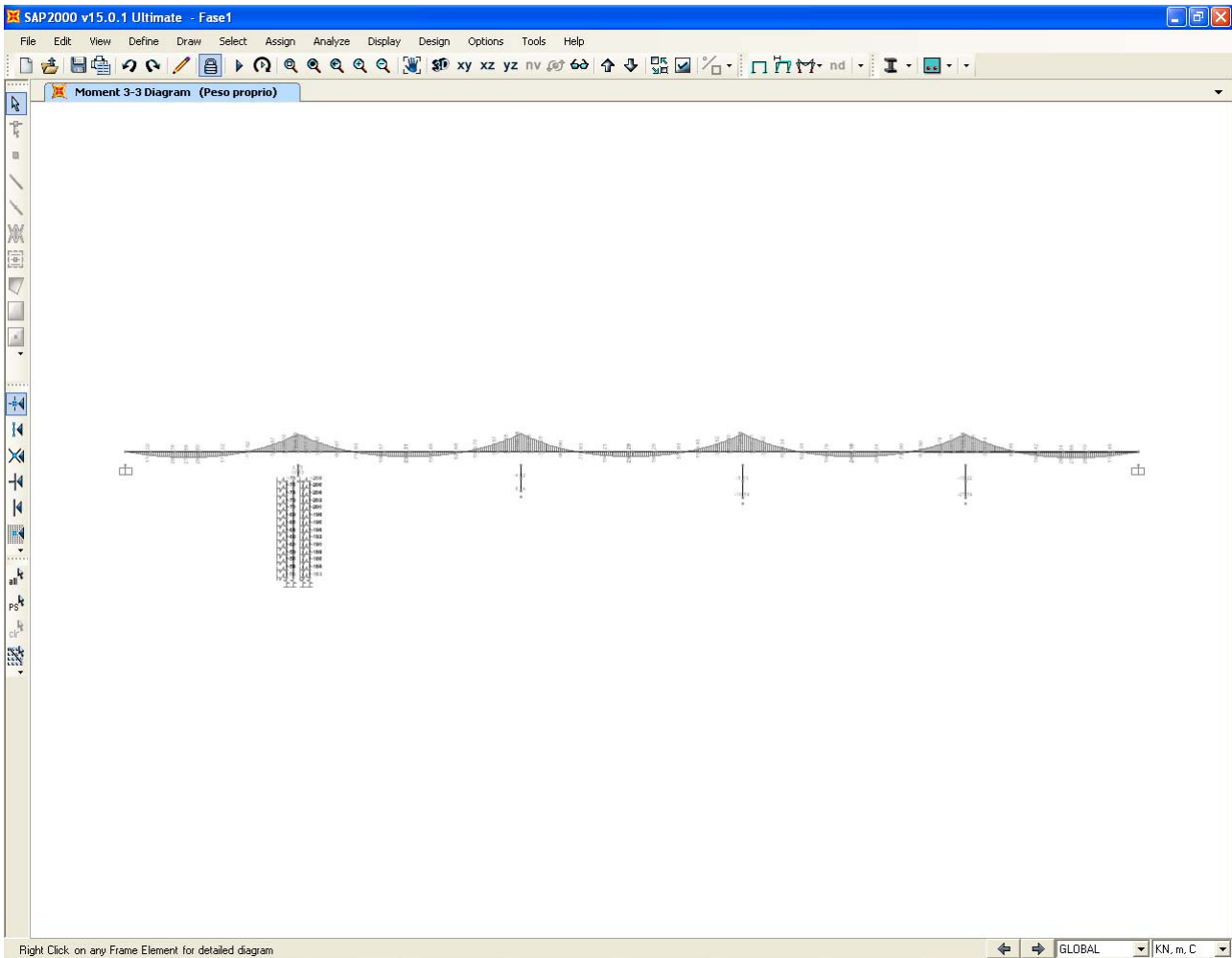
Isolatore spalla			
Raggio di curvatura	R	2500	mm
Coefficiente attrito dinamico	μ	0.065	-
Spostamento SLC	X	150	mm
Forza veritcale	P	1958	kN
k esi		1632	kN/m
ξ esi		0.331	-
Periodo stimato	T	2.198	s

Dal momento che la rigidezza del sistema di isolamento K_{esi} e l'indice di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} dipendono dal massimo spostamento di progetto (SLC), è stata applicata una procedura iterativa accertandosi il rispetto di quanto previsto al punto 7.10.5.2 delle NTC08. Si fa presente che si è assunto, a priori, un limite massimo superiore di 0.20 per il valore dell'indice di smorzamento viscoso: nel caso in cui il valore di calcolo risulti superiore a tale limite, nelle analisi sarà comunque assunto $\xi_{esi}=0.20$. 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%.

In realtà, la procedura sopra descritta andrebbe, a rigore, ripetuta anche per il sisma allo SLD in quanto in tal caso lo spostamento atteso risulta inferiore a quello relativo al sisma SLC; pertanto sia la rigidezza del sistema di isolamento che l'indice di smorzamento viscoso relativi alla risposta del sistema di isolamento nei confronti del sisma SLD sono maggiori rispetto ai valori relativi alla risposta del sistema stesso nei confronti del sisma SLC. Tale aspetto ha influenza sul calcolo dello spostamento atteso allo SLD e al conseguente dimensionamento dei giunti. Tuttavia nel caso in esame, risultando gli spostamenti attesi per lo SLD modesti (vedi 6.5.9) non si è ritenuto necessario eseguire la differenziazione sopra descritta delle proprietà meccaniche degli isolatori per i due diversi sismi di progetto (SLC, SLD).

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 indagate.





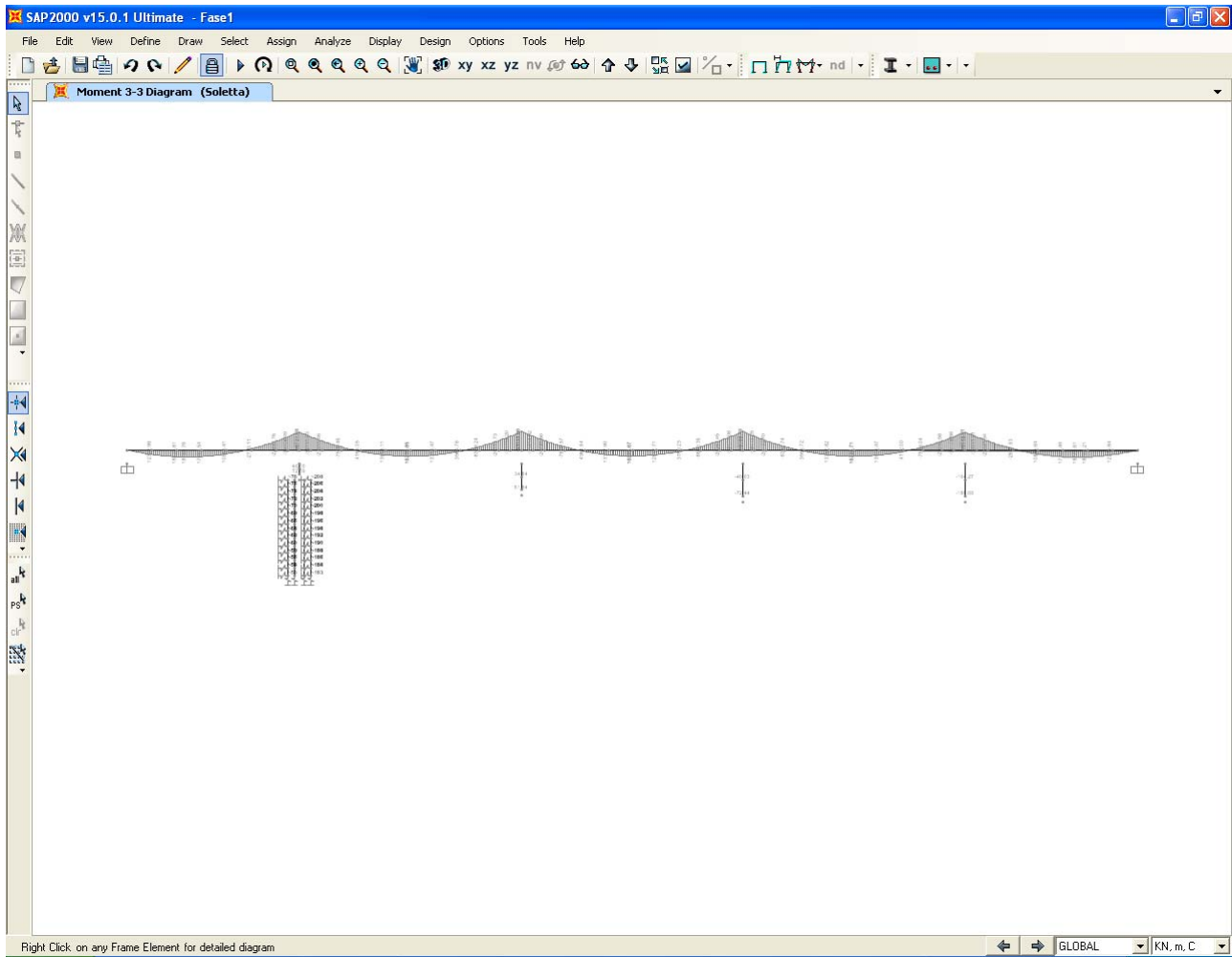
AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

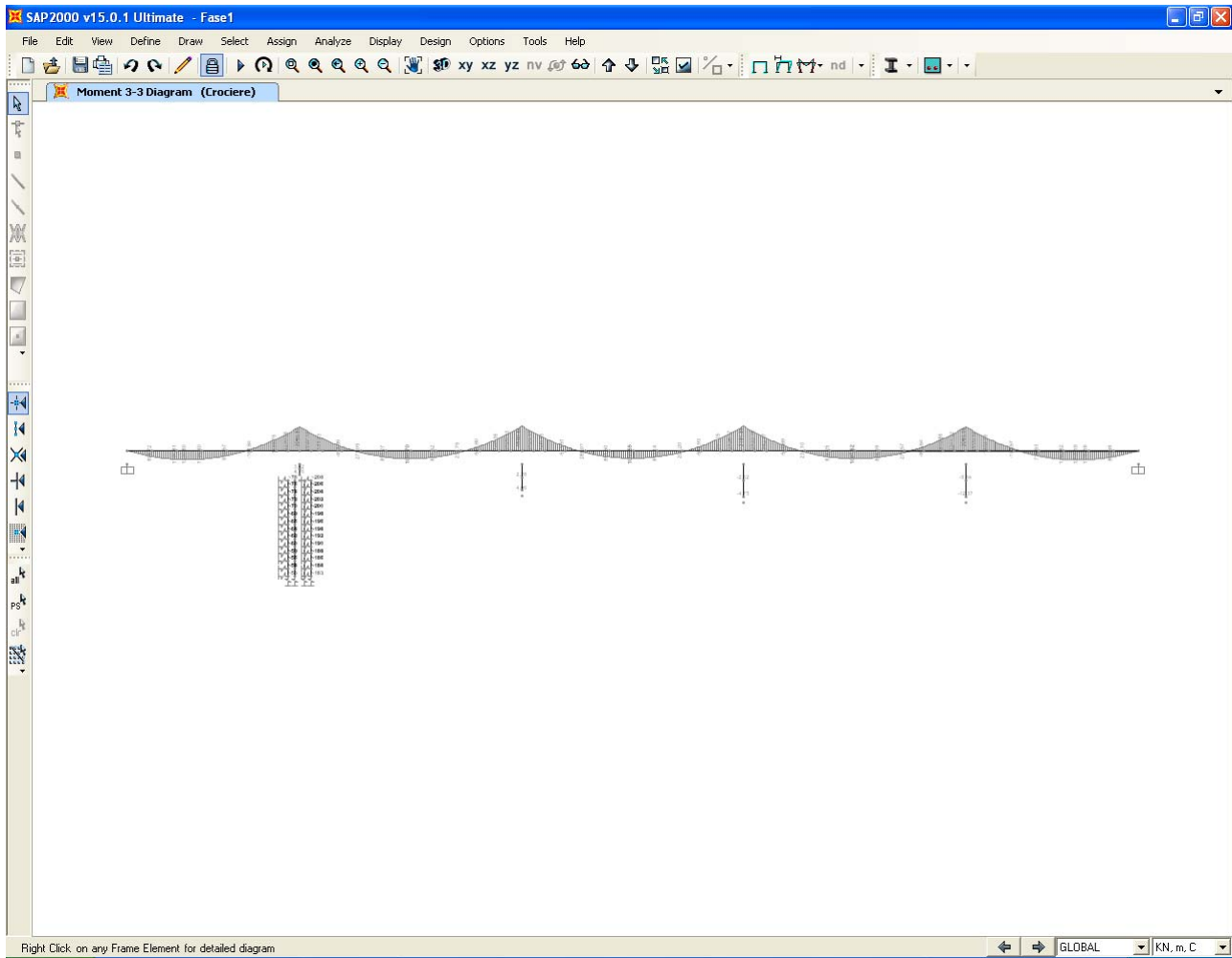
REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
Dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

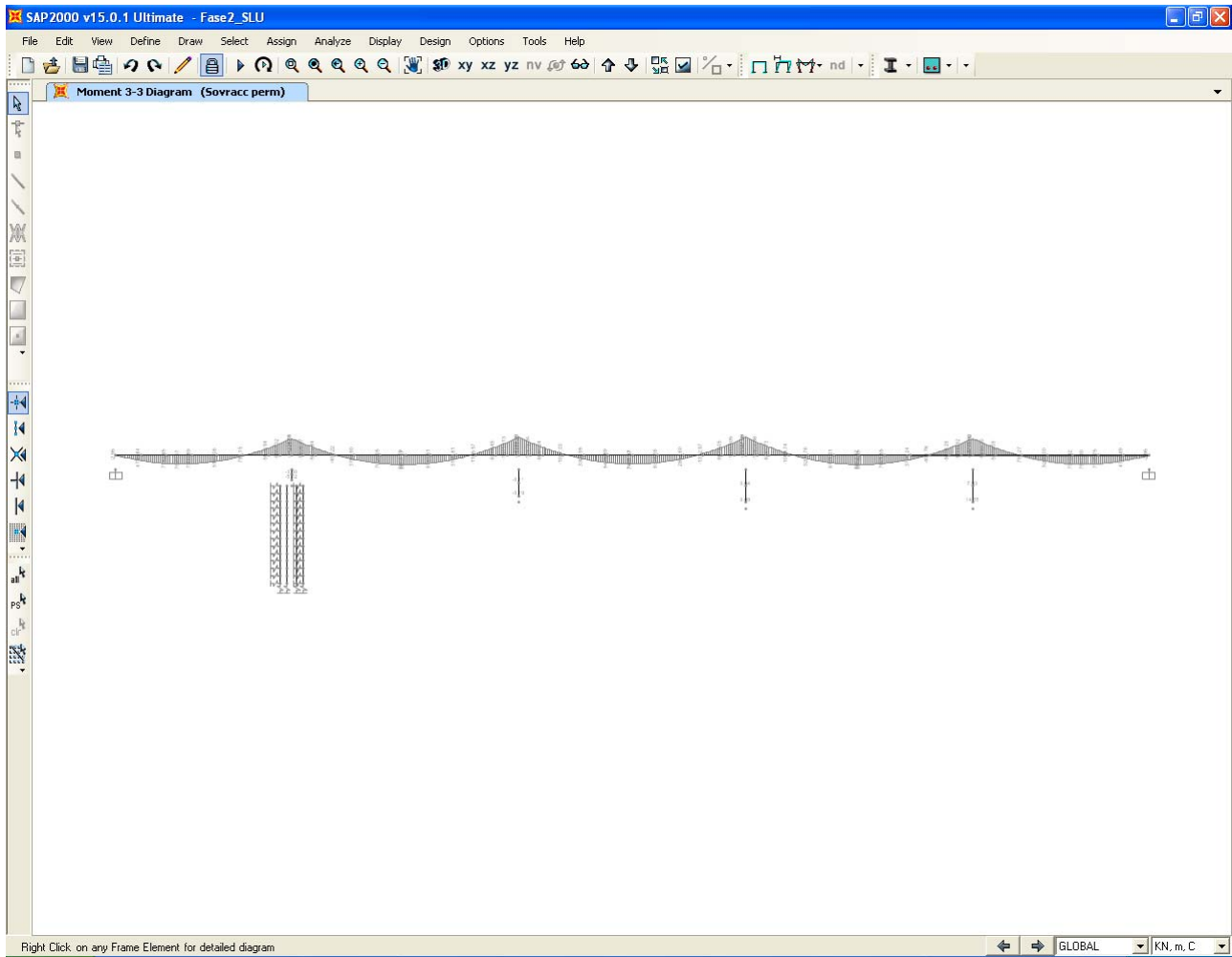
PROGETTO DEFINITIVO

OPERE STRUTTURALI

APO01 - Ponte sul Cavo Parmigiana-Moglia e Collettore Acque Basse Reggiane
RELAZIONE DI CALCOLO









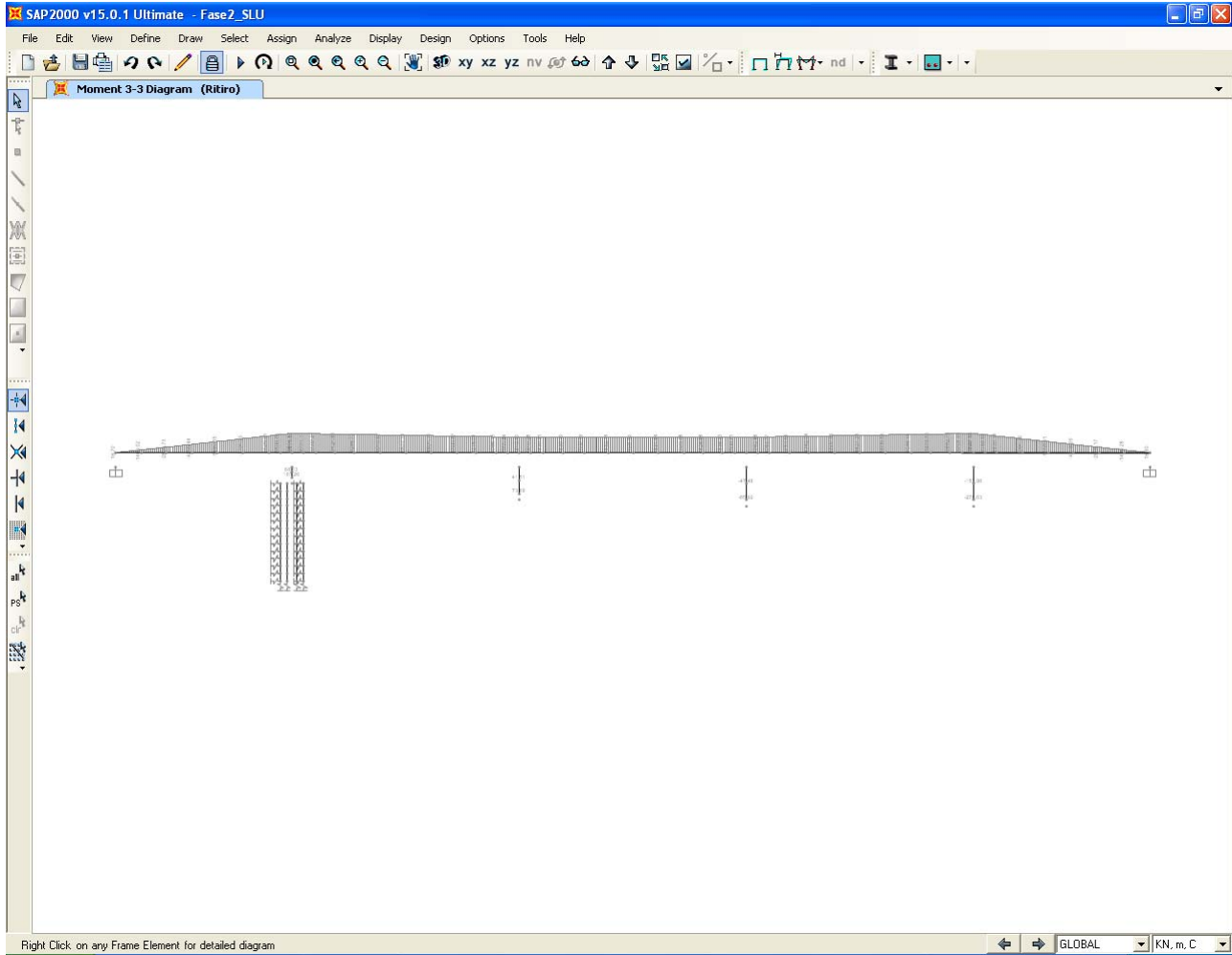
AUTOSTRADA
REGIONALE
CISPADANA

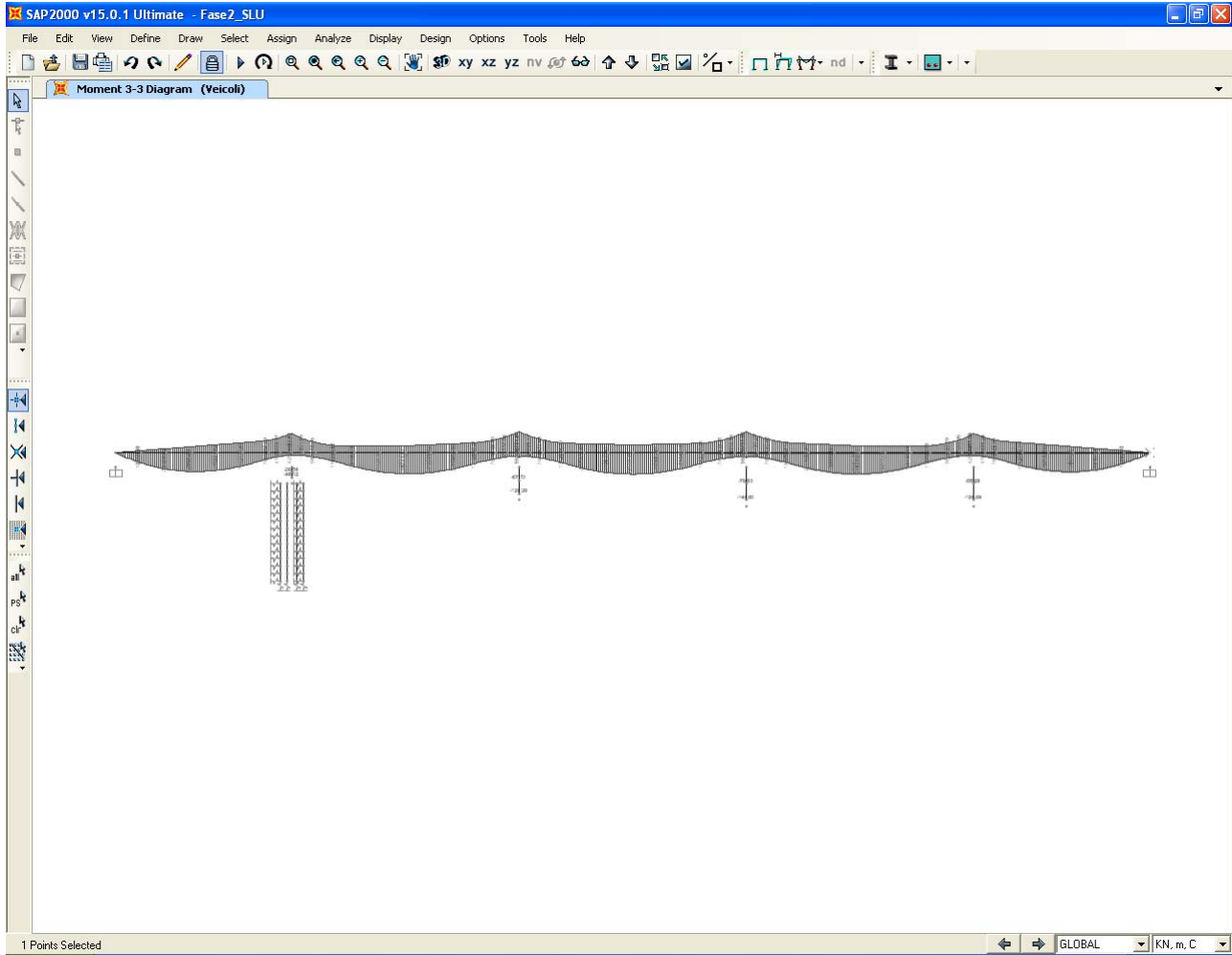
REGIONE EMILIA ROMAGNA
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA
Dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13

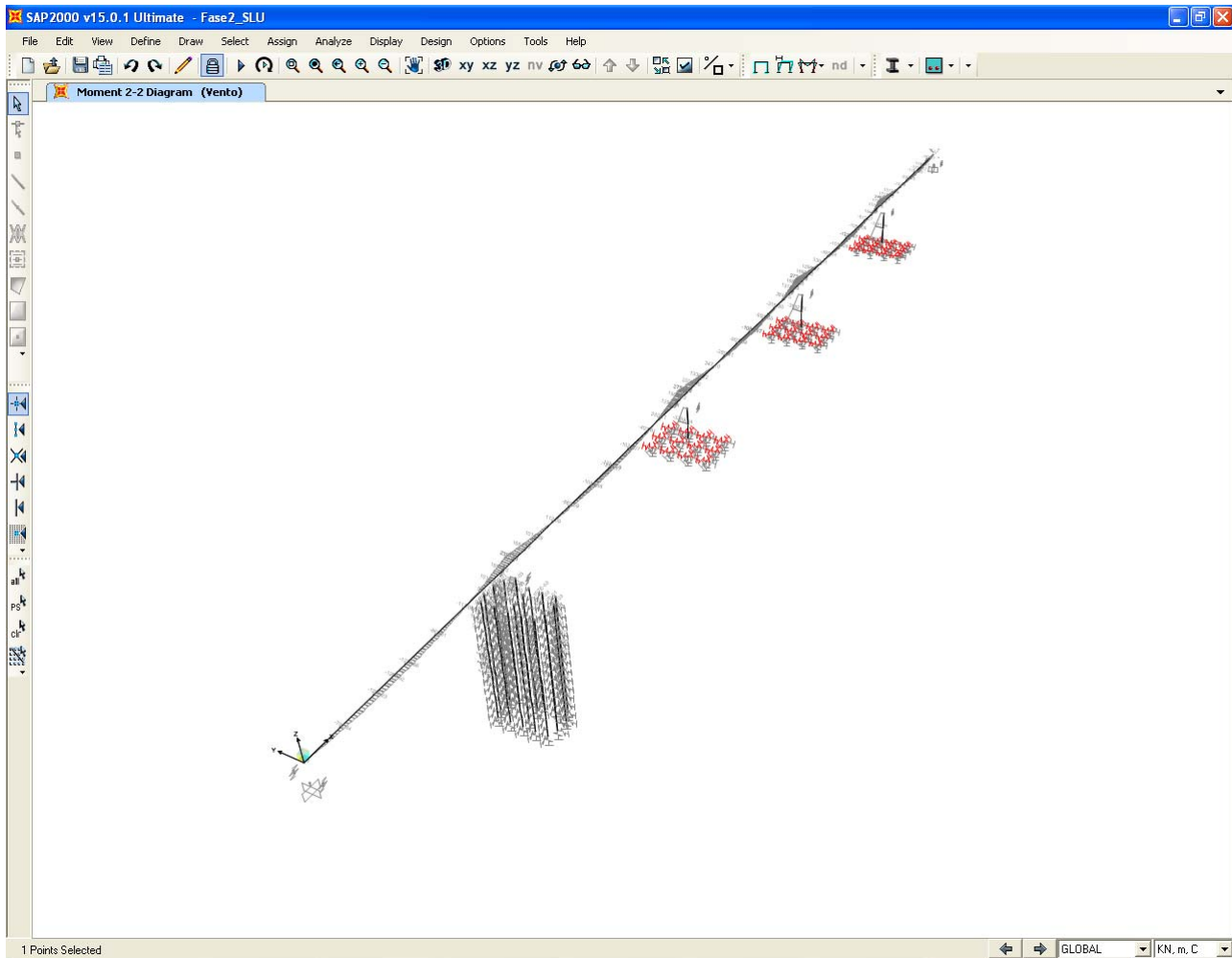
PROGETTO DEFINITIVO

OPERE STRUTTURALI

APO01 - Ponte sul Cavo Parmigiana-Moglia e Collettore Acque Basse Reggiane
RELAZIONE DI CALCOLO

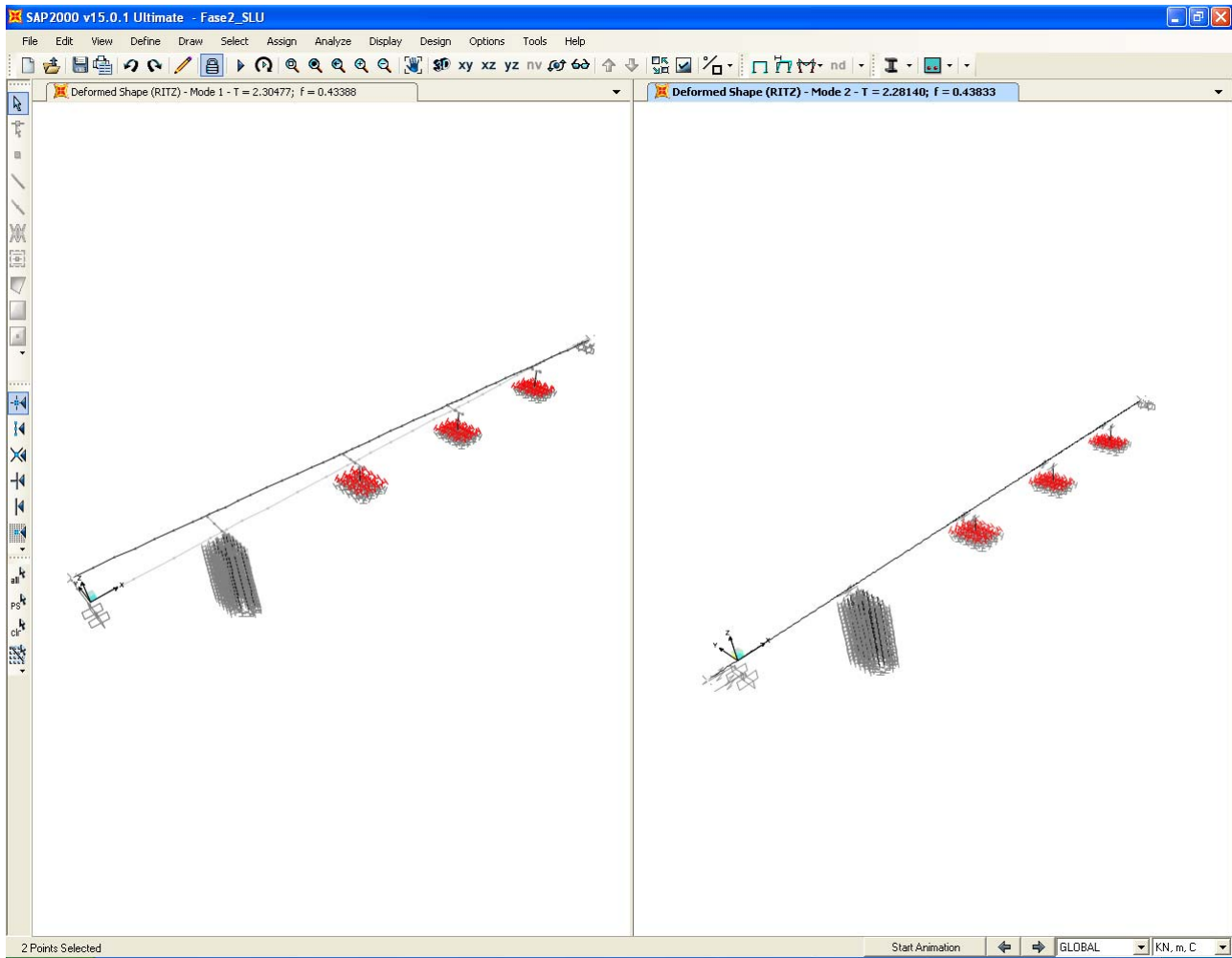


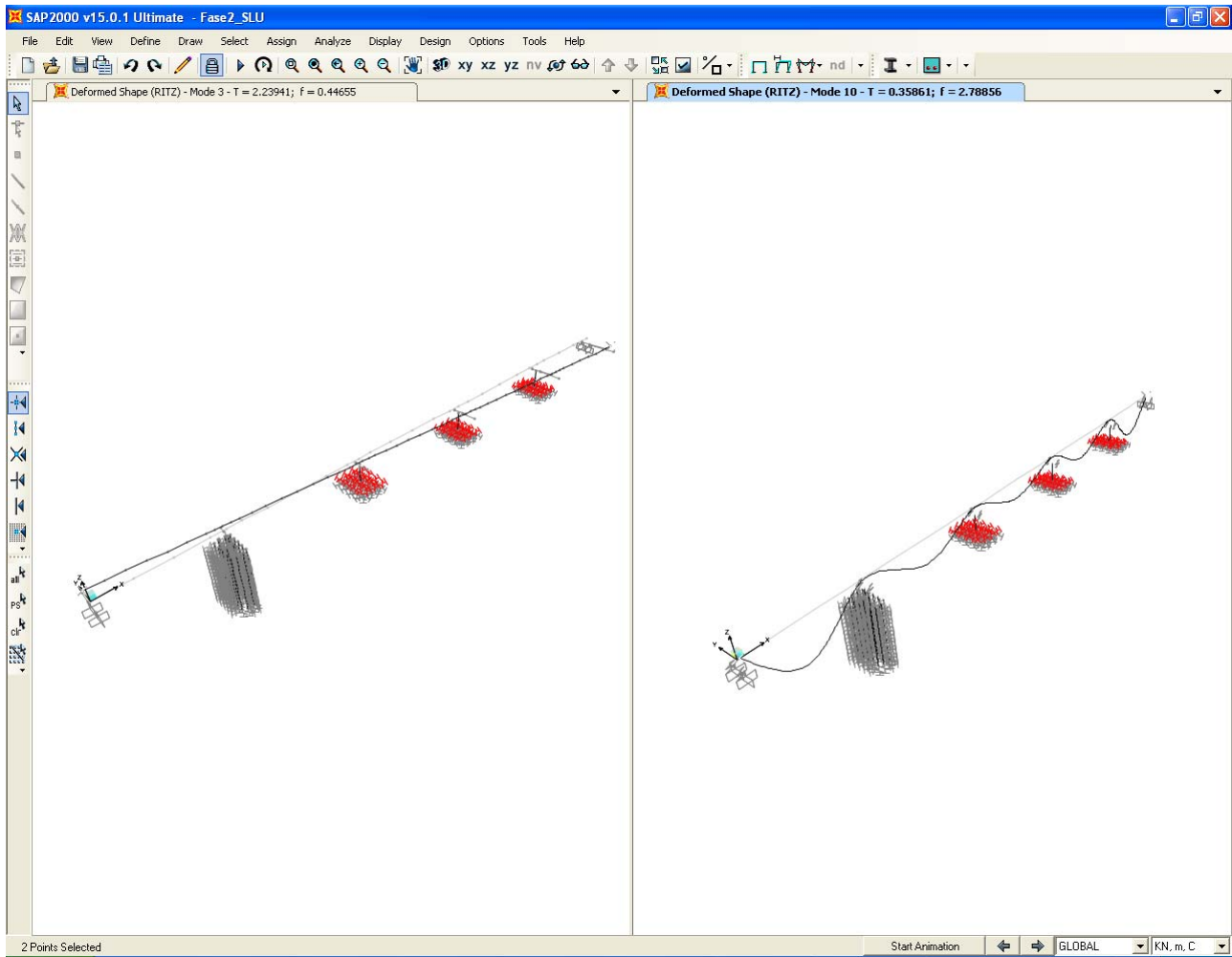




6.4.2. Analisi modale dell'opera

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 e 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. Si riportano, inoltre, le conseguenti deformate significative relative all'analisi sismica eseguita con spettro di risposta.





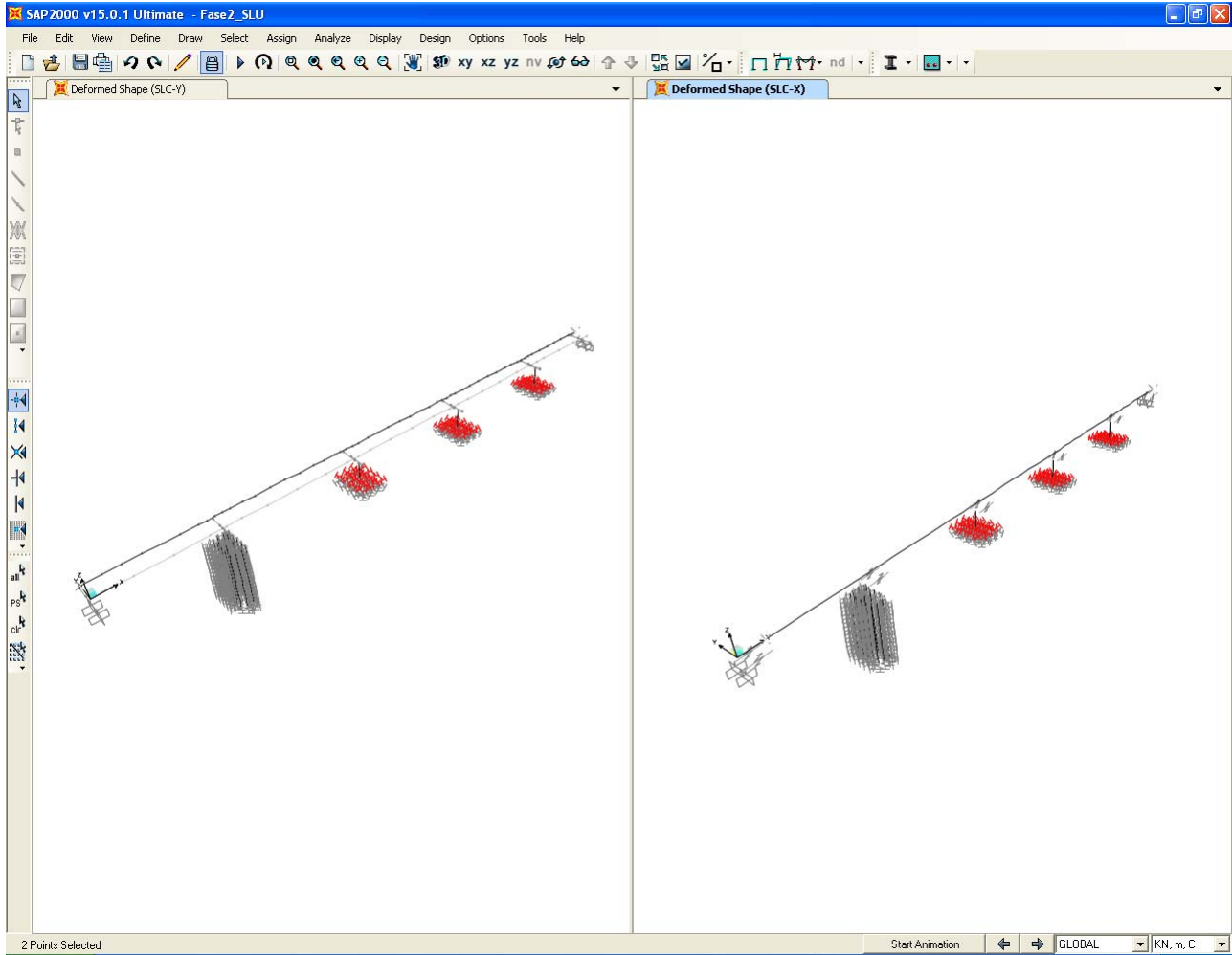


TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RITZ	Mode	1	2.294824	0	0.3516	0	0	0.3516	0
RITZ	Mode	2	2.281491	0.56695	0	9.728E-13	0.56695	0.3516	9.728E-13
RITZ	Mode	3	2.226933	0	0.21503	0	0.56695	0.56663	9.728E-13
RITZ	Mode	4	1.356435	0	0.00002428	0	0.56695	0.56666	9.728E-13
RITZ	Mode	5	0.690913	2.167E-08	0	0.00088	0.56695	0.56666	0.00088
RITZ	Mode	6	0.610376	0	0.00002312	0	0.56695	0.56668	0.00088
RITZ	Mode	7	0.561758	9.904E-07	0	7.802E-07	0.56696	0.56668	0.00088
RITZ	Mode	8	0.458583	0	0.03107	0	0.56696	0.59775	0.00088
RITZ	Mode	9	0.451785	1.045E-07	0	0.04688	0.56696	0.59775	0.04777
RITZ	Mode	10	0.358411	8.211E-08	0	0.46768	0.56696	0.59775	0.51545
RITZ	Mode	11	0.34643	0.00014	0	0.00006969	0.5671	0.59775	0.51552
RITZ	Mode	12	0.31889	0.03791	0	0.000001419	0.60501	0.59775	0.51552
RITZ	Mode	13	0.250717	0.18053	0	4.407E-08	0.78553	0.59775	0.51552
RITZ	Mode	14	0.229565	0.03297	0	7.815E-07	0.8185	0.59775	0.51552
RITZ	Mode	15	0.227295	0	0.20854	0	0.8185	0.80629	0.51552
RITZ	Mode	16	0.177253	0.00007707	0	0.00042	0.81858	0.80629	0.51594
RITZ	Mode	17	0.104978	0.000002328	0	0.1925	0.81858	0.80629	0.70844
RITZ	Mode	18	0.084834	0	0.01166	0	0.81858	0.81796	0.70844
RITZ	Mode	19	0.066782	0.0000175	0	0.26362	0.8186	0.81796	0.97206
RITZ	Mode	20	0.035772	0.05813	0	0.00021	0.87673	0.81796	0.97227

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 all'elaborato "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 i risultati dei calcoli svolti (involuppo di sollecitazioni e tensioni) 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/SLV" definita come l'involuppo tra tutte le combinazioni di carico allo SLU e allo SLV;
- 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 rigidità flessionale);
- Le tensioni sono indicate in MPa.

Sezione in asse pila

MAX	49.1	7584.4	0.0	0.0	0.0	-27320.0
MIN	3.1	-7583.3	0.0	0.0	0.0	-79567.5
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M				σ dovute a N	τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3	
-39.9	-38.7	124.1	130.8	0.1	62.6	155.9	164.4	MAX
-116.1	-112.8	42.6	44.9	0.0	-62.6	72.6	75.0	MIN

"Fase 1" – sollecitazioni e tensioni

MAX	63.1	6439.9	406.9	14326.2	4418.7	28741.5	28741.5
MIN	-475.4	-6439.4	-408.3	-14324.0	-452.8	-66287.4	-66287.4
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

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	
37.1	36.4	95.0	100.3	-0.4	-0.6	107.8	119.1	0.1	53.2	13.9	135.2	135.8		-0.4	-0.6	107.2	118.5	MAX
-95.5	-92.8	-12.6	-14.0	-1.1	-1.6	60.5	66.9	-0.8	-53.2	-13.9	44.9	32.8		-1.1	-1.6	59.9	66.2	MIN

"Fase 2" – sollecitazioni e tensioni

MAX	112	13970	407	14326	4419	864
MIN	-439	-13971	-408	-14324	-453	-145829
Internal Forces - Frames						
Station	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N		τ_v	τ_r	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura			
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup			w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup				
-3.6	-3.1	219.1	231.0	-0.4	-0.6	107.8	119.1	0.1	115.3	13.9	291.0	299.9	-0.4	-0.6	107.2	118.5			MAX
-211.5	-205.5	30.7	31.6	-1.1	-1.6	60.5	66.9	-0.7	-115.3	-13.9	93.0	97.9	-1.1	-1.6	59.9	66.2			MIN

Fase 1 + Fase 2: Verifica completa

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"

MAX	49.1	5886.0	0.0	0.0	0.0	18051.7
MIN	3.1	-5884.9	0.0	0.0	0.0	-39678.2
Internal Forces - Frames						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M				σ dovute a N		τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4			w2	w3		
44.5	43.8	103.0	107.3	0.1	66.0	148.3	152.8	MAX	
-97.9	-96.3	-46.8	-48.8	0.0	-66.0	47.3	47.4	MIN	

"Fase 1" – sollecitazioni e tensioni

MAX	63.1	5405.4	325.0	12646.4	2282.2	52826.5	52826.5
MIN	-475.4	-5404.9	-326.4	-12645.5	-1336.7	-41470.5	-41470.5
Internal Forces - Frames							
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M								σ dovute a N		τ_v	τ_r	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				
112.0	110.9	94.0	98.2	-0.9	-1.6	105.9	117.3	0.1	60.6	16.9	149.3	145.0	-0.9	-1.6	104.9	116.3			MAX
-100.1	-98.6	-24.6	-27.6	-2.1	-3.6	34.4	38.1	-1.2	-60.6	-16.9	43.4	28.5	-2.1	-3.6	34.1	37.8			MIN

"Fase 2" – sollecitazioni e tensioni

MAX	112	11237	325	12646	2282	66110
MIN	-439	-11238	-326	-12645	-1337	-80903
Internal Forces - Frames						
Station	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

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		
146.4	144.7	196.4	204.9	-0.9	-1.6	105.9	117.3	0.2	126.0	16.9	297.6	297.7	-0.9	-1.6	104.9	116.3	MAX
-197.4	-194.3	-69.2	-73.9	-2.1	-3.6	34.4	38.1	-1.1	-126.1	-16.9	39.7	39.9	-2.1	-3.6	34.1	37.8	MIN

Fase 1 + Fase 2: Verifica completa

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

MAX	49.1	3895.4	0.0	0.0	0.0	30715.2
MIN	3.1	-3893.2	0.0	0.0	0.0	2.3
Internal Forces - Frames						
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

σ dovute a M				σ dovute a N		τ	σ ideale		
w1	w2	w3	w4				w2	w3	
86.4	84.1	0.0	0.0	0.2	49.3	49.3	85.3	208.2	MAX
0.0	0.0	-208.3	-210.5	0.0	-49.2	-49.2	49.0	58.6	MIN

"Fase 1" – sollecitazioni e tensioni

MAX	63.1	4843.3	228.9	11727.9	398.5	66244.7	66244.7
MIN	-475.4	-4843.3	-227.5	-11729.2	-2070.7	-21249.8	-21249.8
Internal Forces - Frames							
StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN-m

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			
142.3	140.9	106.4	107.7	0.0	0.0	114.0	123.4	0.1	61.2	17.9	151.4	138.4	0.0	0.0	112.6	122.0	MAX	
-55.8	-54.5	-38.1	-39.5	-3.0	-4.9	0.6	0.6	-1.7	-61.2	-17.9	26.1	26.0	-3.0	-4.9	0.2	0.2	MIN	

"Fase 2" – sollecitazioni e tensioni

MAX	112	8739	229	11728	399	93571
MIN	-439	-8737	-227	-11729	-2071	-16842
Element Forces - Frames						
Station	P	V2	V3	T	M2	M3
m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m

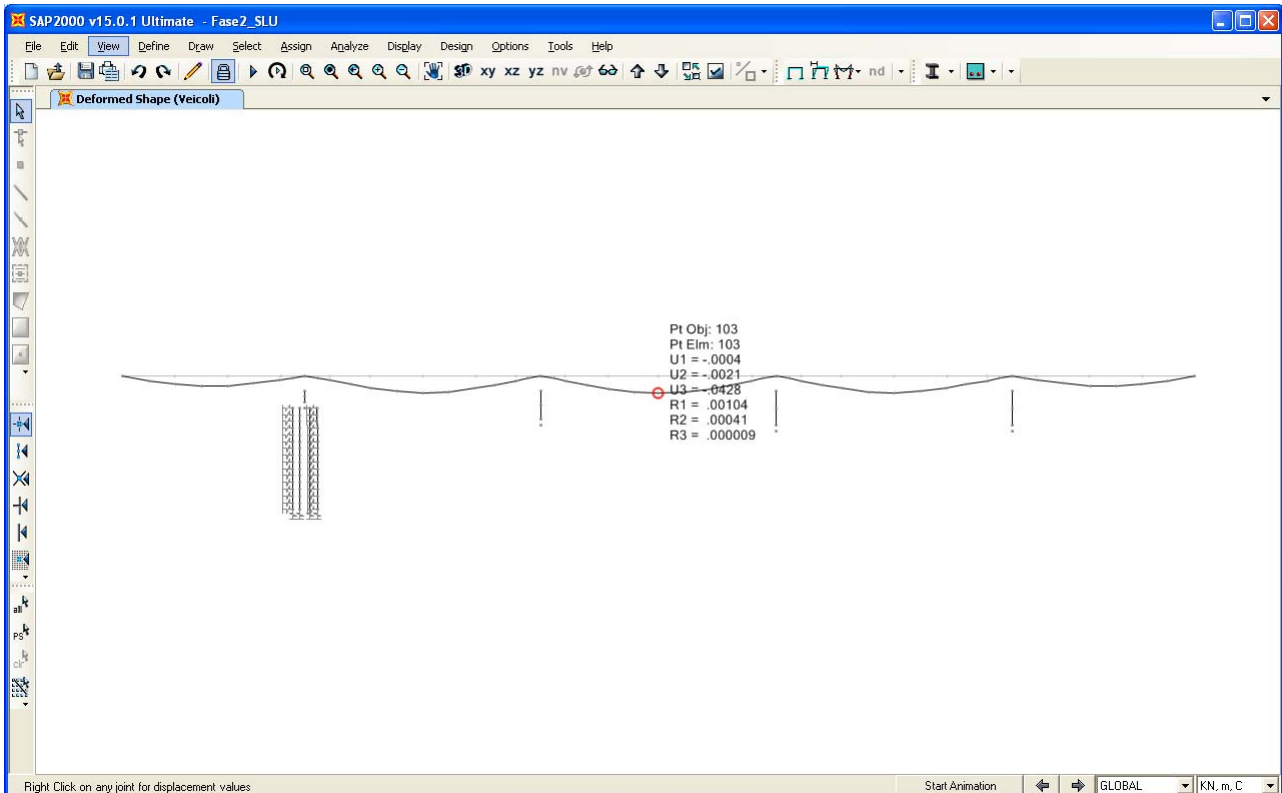
σ dovute a M						σ dovute a N		τ _v	τ _T	σ ideale		σ tot cls		σ tot armatura			
w1	w2	w3	w4-acc	w4-cls	w5	Ainf	Asup			w2	w3	w4	w5	Ainf	Asup		
219.2	215.7	78.0	79.0	0.0	0.0	114.0	123.4	0.3	110.5	17.9	224.4	242.0	0.0	0.0	112.6	122.0	MAX
-43.8	-42.9	-235.1	-238.4	-3.0	-4.9	0.6	0.6	-1.6	-110.5	-17.9	20.4	40.5	-3.0	-4.9	0.2	0.2	MIN

Fase 1 + Fase 2: Verifica completa

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 (u3) 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 43 mm, pertanto:

$$v_{\max} = 43 \text{ mm} \cong L/1349 < L/1000.$$

6.5.3. Dimensionamento controventamenti trasversali

Il dimensionamento degli elementi principali costituenti la sezione trasversale corrente 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 all'elaborato "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 presso-flessione deviata e di taglio nella sezione di base (spiccato delle fondazioni) in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso-flessione deviata si è costruito il diagramma resistente Mx-My 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 di involucro "ENV-SLU/SLV". I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; 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 di barre $\phi 24$ mm a passo 20 cm. Per semplicità il quantitativo di armatura presente su ciascun lato della sezione rettangolare equivalente è stato raggruppato in un'unica macro-barra così da avere una macro-barra per ciascun lato.

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

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

Titolo: **PILA**

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	790	0
3	790	200
4	0	200

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	171.91	395	15
2	171.91	395	185
3	40.72	15	100
4	40.72	775	100

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

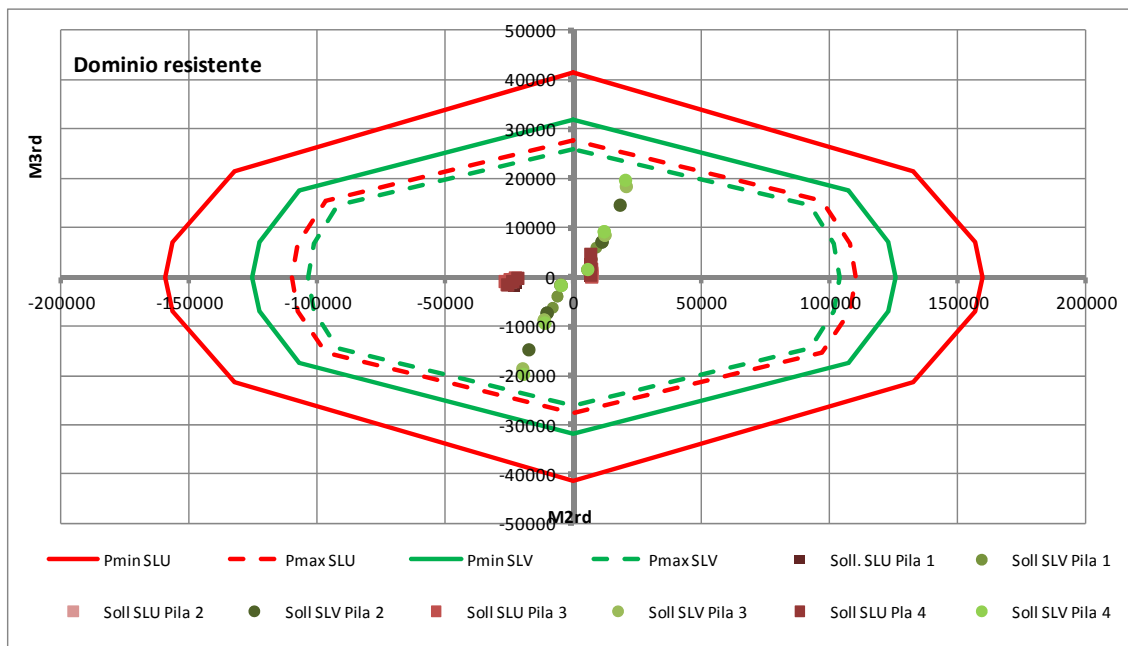
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

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}

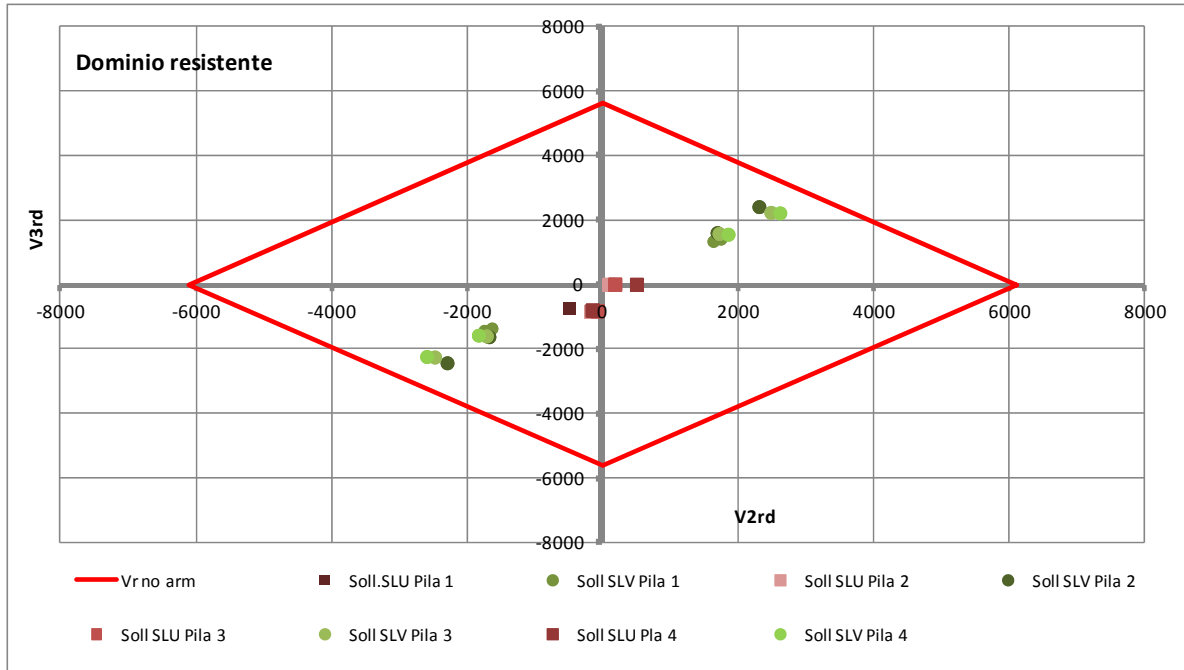
M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ



La figura sopra riportata illustra i domini di resistenza della sezione all'azione combinata dei momenti flettenti agenti nelle due direzioni principali della sezione (M2 momento flettente che inflette la pila nella direzione trasversale dall'impalcato e M3 momento flettente che inflette la pila nella direzione longitudinale dell'impalcato). I domini resistenti sono differenziati per condizione di carico (sismica e statica) e con riferimento ai valori di sforzo normale massimo e minimo per ciascuna condizione di carico. 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 dei rispettivi domini resistenti.

Verifica a taglio

La figura che segue illustra il dominio resistente a taglio della sezione della pila. Nella stessa figura sono plottati i valori di taglio ricavati dalle combinazioni di inviluppo SLU e SLV (V2 e V3 indicano rispettivamente le azioni di taglio nella direzione longitudinale dell'impalcato e nella direzione trasversale dell'impalcato). Nel caso in esame la sezione è verificata anche in assenza di apposita armatura a taglio. Le resistenze a taglio della sezione nelle due direzioni sono state calcolate cautelativamente facendo riferimento al minimo valore di sforzo normale calcolato per le combinazioni di carico statica e sismica. Le figure che seguono illustrano i dettagli di tale calcolo.



Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	7900	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	2000	mm	altezza
d	1850	mm	altezza utile
fck	32	N/mmq	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391.3	N/mmq	resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	18.13	N/mmq	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	9.07	N/mmq	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	17191	mmq	armatura longitudinale
k	1.33		fattore di ingranamento
v_{min}	0.30	N/mmq	tensione resistente minima
ρ	0.0012		rapporto geom. di armatura longit.
Ned	12080000	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ_{cp}	0.76	N/mmq	tensione media di compressione nella sezione
α_c	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	6108.41	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	2000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	7900	mm	altezza
d	7750	mm	altezza utile
fck	32	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	18.13	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	9.07	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	4072	mm ²	armatura longitudinale
k	1.16		fattore di ingranamento
v _{min}	0.25	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ _l	0.0003		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	12080000	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	0.76	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α _C	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	5614.87	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta nell' ipotesi di fusto pila non armato a taglio. S'intende che si prevede almeno un'armatura a taglio pari a quella minima prevista dalla normativa vigente.

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.

La tabella che segue riassume l'involuppo delle sollecitazioni di tutte le pile ricavate per gli SLE pertinenti.

SLEf	M2	M3	P
max	3725	1748	-13778.5
min	-12110	-1105	-21606
	kNm	kNm	kN
SLEqp	M2	M3	P
max	0	1297	-14118
min	0	-958	-17921
	kNm	kNm	kN

Combinazione frequente

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

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The title bar indicates the file name 'PILA'. The main window contains several sections:

- Titolo:** PILA
- N° Vertici:** 4, **N° barre:** 4
- Table 1 (Coordinates):**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	790	0
3	790	200
4	0	200
- Table 2 (Reinforcement):**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	171.91	395	15
2	171.91	395	185
3	40.72	15	100
4	40.72	775	100
- Sollecitazioni:** S.L.U. / Metodo n. Values: $N_{Ed} = 13779$ kN, $M_{xEd} = 1748$ kNm, $M_{yEd} = 12110$ kNm.
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord. [cm].
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Materiali:** B450C, C32/40. Values: $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 200\,000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1.957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm², $\sigma_{c2} = 2$ ‰, $\sigma_{cu} = 3.5$ ‰, $f_{cd} = 18.13$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $\sigma_{c,adm} = 12.25$, $\tau_{co} = 0.7333$, $\tau_{c1} = 2.114$.
- Results:** $\sigma_c = -1.718$ N/mm², $\sigma_s = -4.349$ N/mm², $\epsilon_s = -0.02175$ ‰, $d = 417.7$ cm, $x = 502.5$, $x/d = 1.203$, $\delta = 1$.
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 1, Precompresso.

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la sezione è totalmente compressa.

Combinazione quasi permanente

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

6.5.5. Plinto di fondazione delle pile

Il plinto delle pile è previsto di forma rettangolare con dimensioni 14x10x2 m (plinto su pali) e 13x7.5x1.5 m (plinto su diaframmi). 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 diaframmi di fondazione delle pile

6.5.6.1 Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

La sezione dei diaframmi di fondazione delle pile è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità 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 della sezione del diaframma 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 riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre $\phi 26$ mm su entrambi i lati.

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

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

Titolo: **Diaframma**

N° strati barre: **2** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	132.73	10
2	132.73	90

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} **725** 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

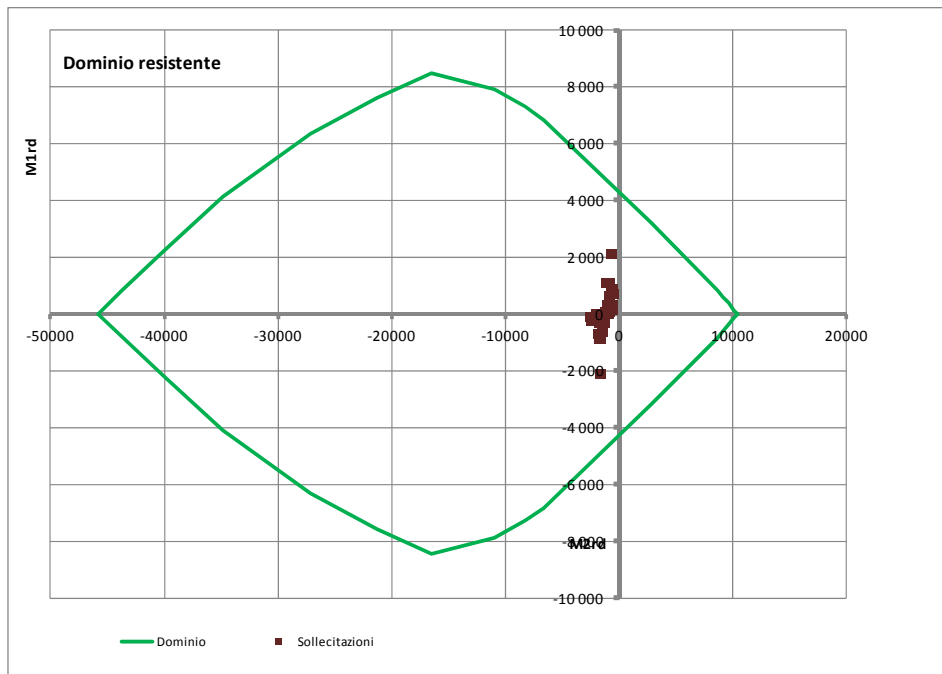
Precompresso

Materiali

B450C **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} **4 616** kNm
 σ_c **-14.17** N/mm²
 σ_s **391.3** N/mm²
 ε_c **3.5** ‰
 ε_s **20.64** ‰
 d **90** cm
 x **13.05** x/d **0.145**
 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 all'interno del dominio resistente.

Verifica a taglio

La massima azione tagliante vale:

- $V_{Ed} = 175$ KN condizione statica;
- $V_{Ed} = 347$ KN condizione sismica.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	2500	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	1000	mm	altezza
d	900	mm	altezza utile
fck	25	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _y d	391.3	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	14.17	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	7.08	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A _{sl}	13273	mm ²	armatura longitudinale
k	1.47		fattore di ingranamento
v _{min}	0.31	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ _l	0.0059		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α _C	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	974.25	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La verifica è soddisfatta e si adotterà il quantitativo minimo di norma per la definizione dell'armatura trasversale.

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.

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: Diaframma

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

Titolo : **Diaframma**

N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	250	100

N*	As [cm²]	d [cm]
1	132.73	10
2	132.73	90

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 1037 kN
 M_{xEd} 0 140 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -0.6151 N/mm²
 ϵ_s -0.0114 ‰

Verifica
 N* iterazioni: 0
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la sezione risulta interamente compressa.

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 diaframmi 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 il caso di diaframma singolo e il caso di pozzo di diaframmi (diaframmi in gruppo).

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei diaframmi pari a 25.0 m, e considerando una potenziale erosione per scalzamento dei primi 4.50m come da indicazioni idrauliche, si ha una capacità portante di calcolo del singolo diaframma pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del diaframma):

$$R_{cd} = 1786 \cdot 2.5 = 4465 \text{ KN}$$

La tabella che segue riassume i valori di involuppo degli sforzi normali di calcolo valutati per i diaframmi.

Sforzo n. singolo diafr.		
SLU	max	-830
SLU	min	-2544
SLV	max	-488
SLV	min	-1823
--	--	kN

La massima azione assiale registrata in sommità dei diaframmi vale:

- $N_{Ed} = 2544 \text{ KN}$ condizione statica;
- $N_{Ed} = 1823 \text{ KN}$ condizione sismica.

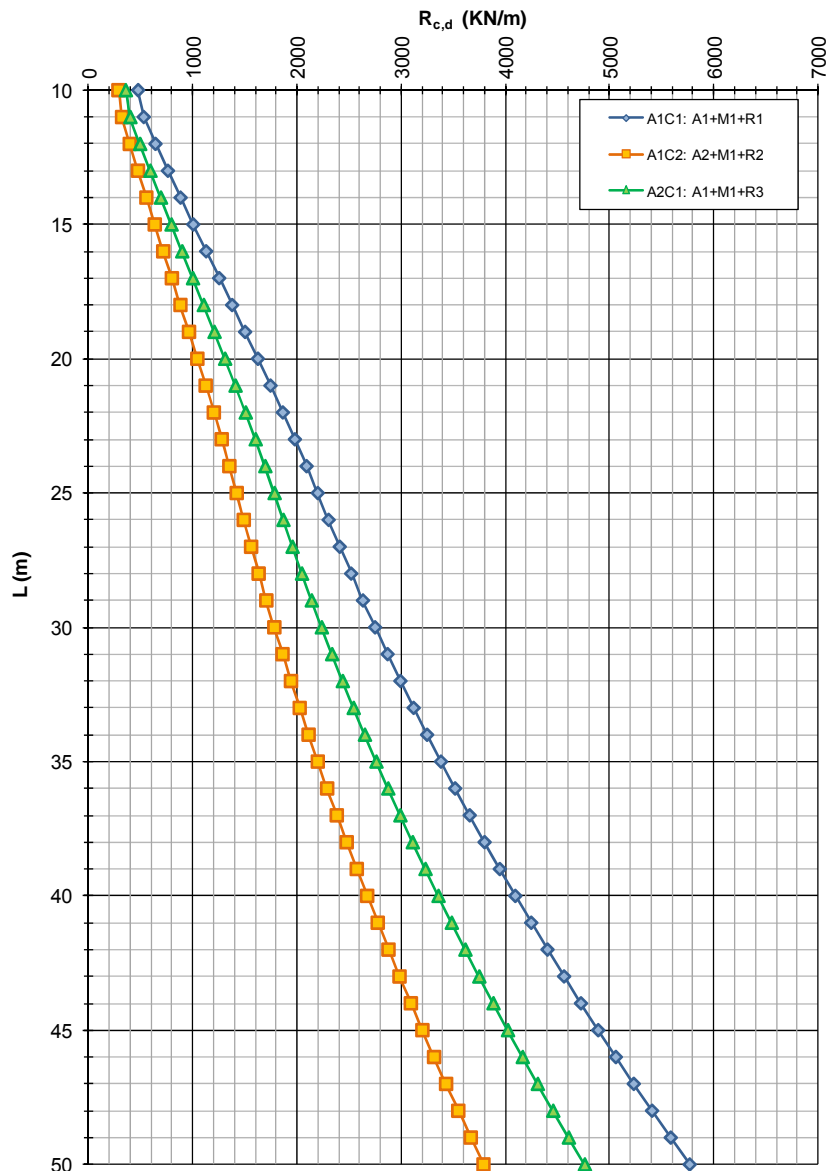
Si ha pertanto:

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

APO01 - Ponte sul cavo Parmigiana-Moglia - ZO4

NTC del 14/01/2008

Capacità portante a compressione - diaframma s=1000mm



Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intero pozzo di diaframmi, si fa riferimento al seguente grafico dedotto dalle elaborazioni geotecniche. I valori di azione assiale agente in sommità pozzo diaframmi sono ottenuti sommando l'azione massima di compressione che si registra alla base della pila con il peso del plinto di fondazione. Si ha quanto segue:

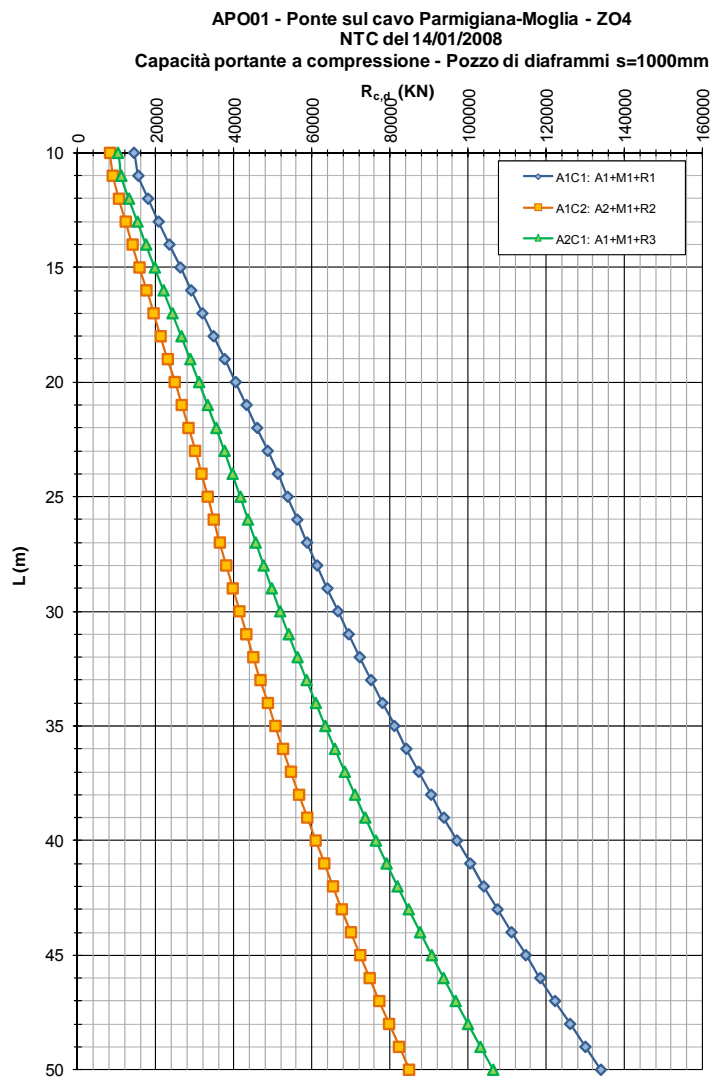
Sforzo normale sulla scatola di diaframmi								
Pila	SLU	27665	Plinto	SLU	4941	Totale	SLU	32606
Pila	SLV	16561	Plinto	SLV	3660	Totale	SLV	20221
--	--	kN	--	--	kN	--	--	kN

Dal grafico si ottiene:

$$R_{cd} = 41680 \text{ KN}$$

Si ha pertanto:

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



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, differenziando tra direzione longitudinale e trasversale.

Per quanto riguarda la direzione longitudinale, in maniera semplificata e cautelativa, si è determinato il valore del momento flettente resistente della scatola di diaframmi come valor medio tra la schematizzazione riportata nella Figura seguente (l'armatura è stata assunta pari a barre $\phi 26$ mm a passo 100 mm su entrambi i lati di ogni pannello di diaframma e posizionata poi nel baricentro dei vari rettangoli schematizzanti la sezione) che ipotizza un'unica sezione monolitica e la somma dei momenti resistenti dei singoli pannelli. A favore di sicurezza, poi, si è considerata nulla l'azione assiale.

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

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

Titolo: Diaframmi YY

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	1250	100	1	663.66	50
2	300	500	2	796.39	350
3	1250	100	3	663.66	650

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd}: 269 288 kN m
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5%
 ϵ_s : 48.15%
 d: 650 cm
 x: 44.05 x/d: 0.06777
 δ : 0.7

Altri parametri:
 N° rett.: 100
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

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

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

Titolo: **DIAFRAMMA**

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	100	1	132.73	6.5
			2	132.73	93.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 1018 kN
 M_{xEd} 0 73 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

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} 4 589 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 32.76 ‰
 d 93.5 cm
 x 9.026 x/d 0.09653
 δ 0.7

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

Verifica C.A. S.L.U. - File: DIAFRAMMA2

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

Titolo: DIAFRAMMA

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	53.09	6.5
			2	53.09	243.5

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

Solecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 1018 kN
 M_{xEd}: 0 73 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali:
 B450C 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

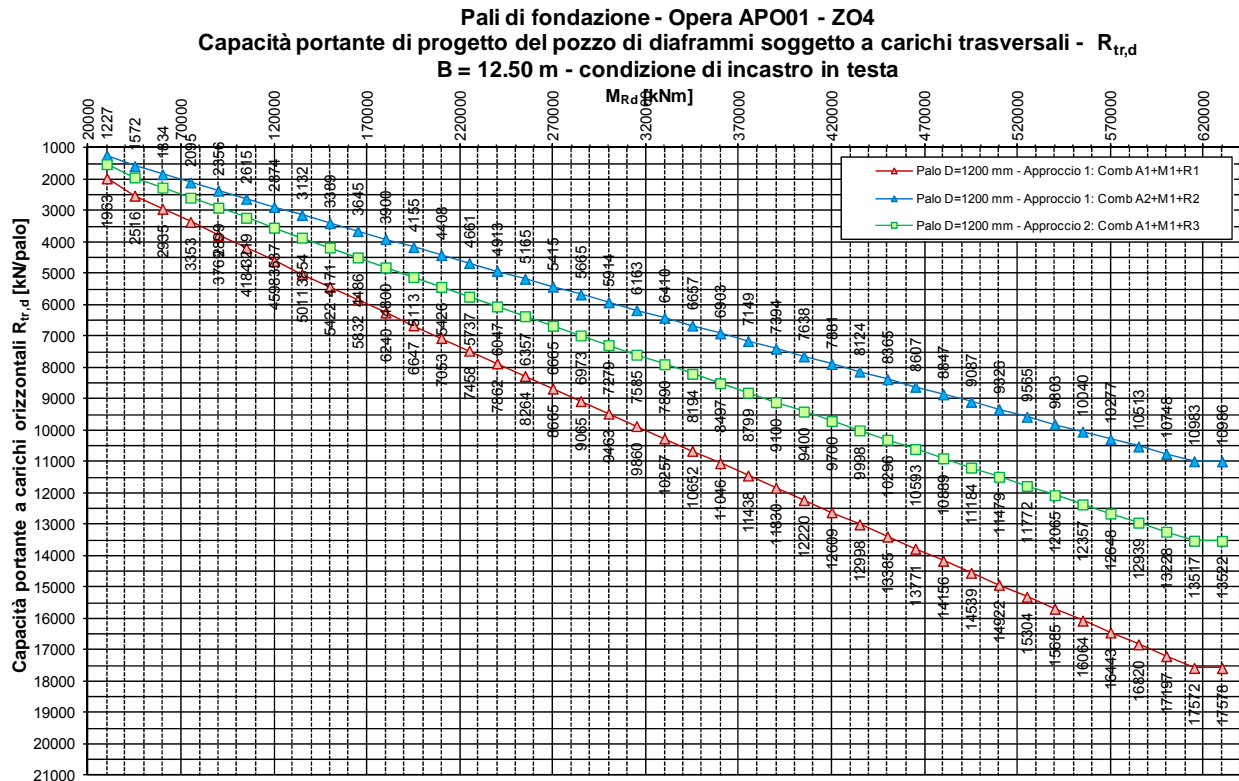
Tipo flessione:
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd} : 4 950 kN m
 σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 2.826 ‰
 ϵ_s : 67.5 ‰
 d: 243.5 cm
 x: 9.785 x/d: 0.04018
 δ : 0.7

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

Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 269288.0$ KNm (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 10 \cdot 4589 + 6 \cdot 4950 = 75590.0$ KNm (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 172439.0$ KNm (valore assunto come riferimento).



Si ha pertanto come capacità portante ai carichi orizzontali in direzione longitudinale del pozzo di pali:

$$H_{Rd} \cong 4800 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la direzione trasversale, in maniera semplificata e cautelativa si è determinato il valore del momento flettente resistente della scatola di diaframmi come valor medio tra la schematizzazione riportata nella Figura seguente (l'armatura è stata assunta pari a barre $\phi 26$ mm a passo 100 mm su entrambi i lati di ogni pannello di diaframma e posizionata poi nel baricentro dei vari rettangoli schematizzanti la sezione) che ipotizza un'unica sezione monolitica e la somma dei momenti resistenti dei singoli pannelli. A favore di sicurezza, poi, si è considerata nulla l'azione assiale.

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

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

Titolo: Diaframmi XX

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	700	100	1	371.65	50
2	100	475	2	371.65	625
3	700	100	3	371.65	1200
4	100	475	4	504.38	337.5
5	700	100	5	504.38	912.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 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}

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

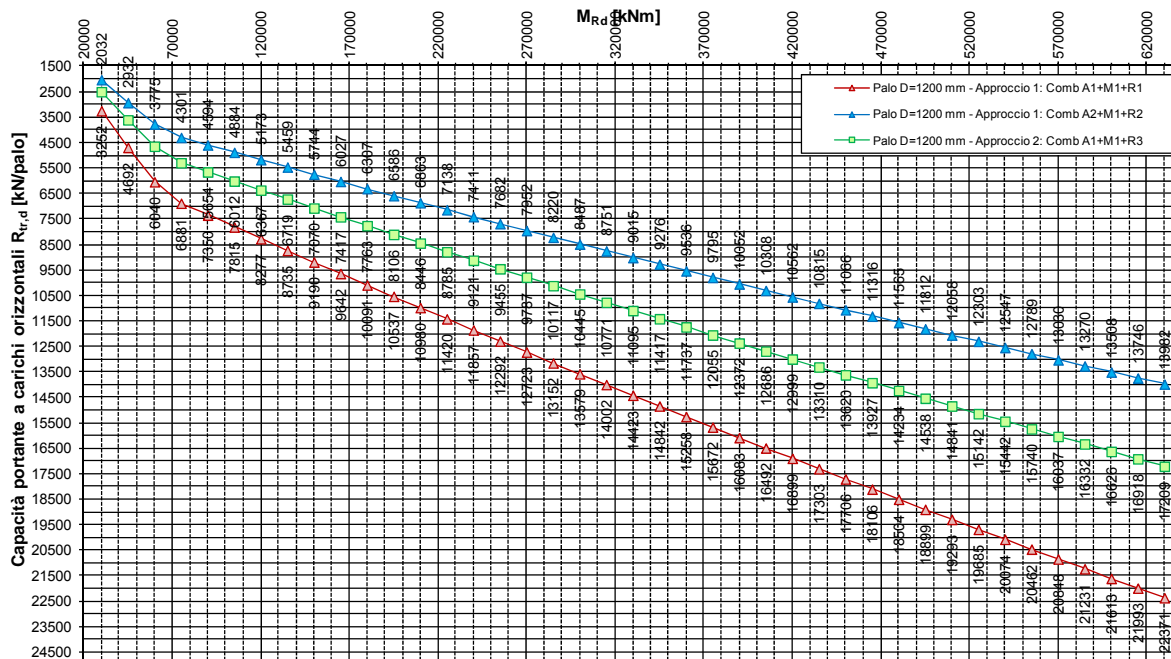
Precompresso

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

Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 489070.0$ KNm (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 6 \cdot 4589 + 10 \cdot 4950 = 77034.0$ KNm (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 283052.0$ KNm (valore assunto come riferimento).

Pali di fondazione - Opera APO01 - ZO4
Capacità portante di progetto del pozzo di diaframmi soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
B = 7.00 m - condizione di incastro in testa



Si ha pertanto come capacità portante ai carichi orizzontali in direzione trasversale del pozzo di pali:

$$H_{Rd} \approx 10117 \text{ KN}$$

Il calcolo delle componenti di taglio che complessivamente sollecitano la scatola di diaframmi nelle due direzioni longitudinale e trasversale è effettuato sommando i tagli agenti in testa ai singoli diaframmi. La tabella che segue riassume i risultati di detto calcolo.

Taglio sulla scatola di diaframmi					
Direzione trasversale			Direzione longitudinale		
SLU	max	15	SLU	max	456
SLU	min	-699	SLU	min	-143
SLV	max	1388	SLV	max	1687
SLV	min	-1388	SLV	min	-1550
--	--	kN	--	--	kN

Si ha pertanto per ogni direzione considerata:

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

La verifica è soddisfatta

6.5.7. Dimensionamento dei pali di fondazione delle pile

6.5.7.1 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 deviato 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_1-M_2 relativamente ai valori di sforzo normale massimo e minimo ottenuti dalle analisi e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni M_1-M_2 fornite dall'involuppo delle combinazioni di carico statica e sismica. Analogo criterio si è adottato per le verifiche a taglio per le quali il dominio di resistenza semplificato e cautelativo sotto riportato:

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

I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso/tenso-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.

Si fa presente che per tenere conto del fatto che in un gruppo di pali soggetto ad una forza orizzontale i pali di bordo tendono ad essere più caricati rispetto a quelli centrali, il valore delle sollecitazioni flessionali e taglienti di calcolo ottenuto dalle analisi è stato amplificato di un coefficiente pari a 1.20. Tale amplificazione è stata applicata anche alle sollecitazioni ricavate per le combinazioni di esercizio.

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre $\phi 24$ mm.

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

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 25
Diametro barre: 2.4 [cm]
Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

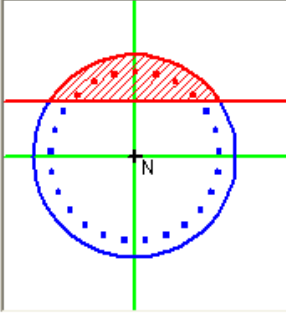
Calcola MRd Dominio M-N

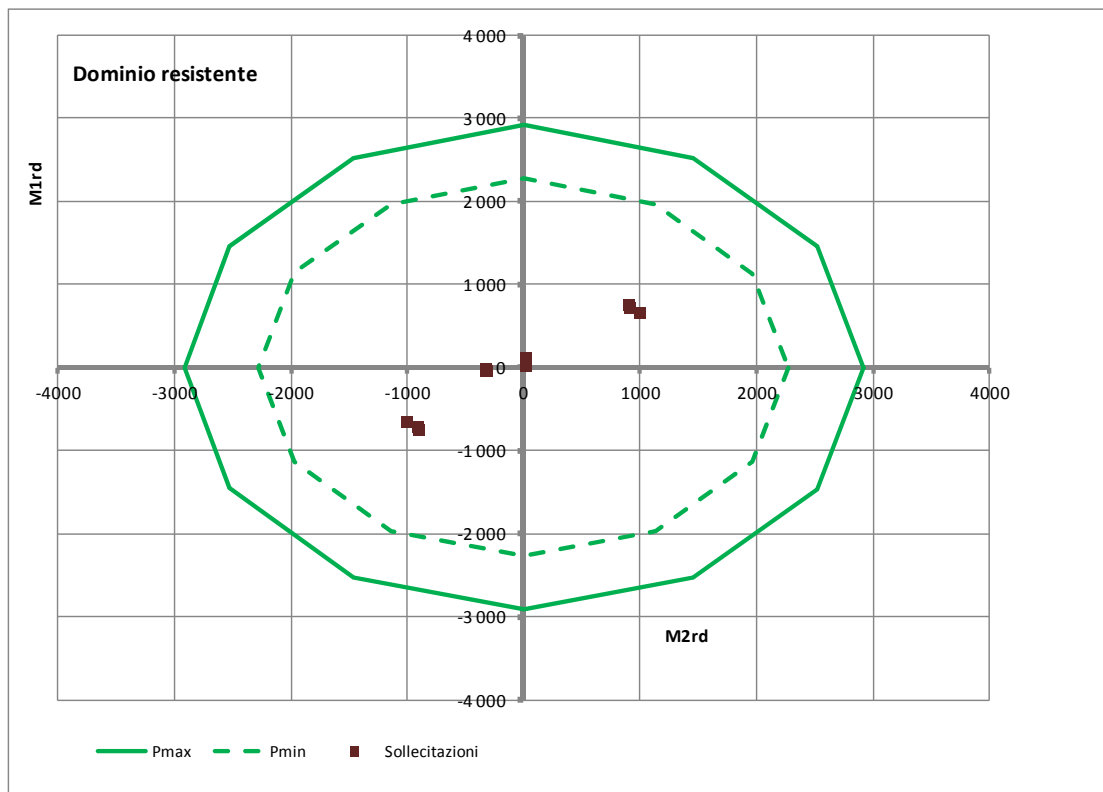
L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd}: 1 972 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 10.38 ‰
 d: 109.6 cm
 x: 27.63 x/d: 0.2521
 δ : 0.7551





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

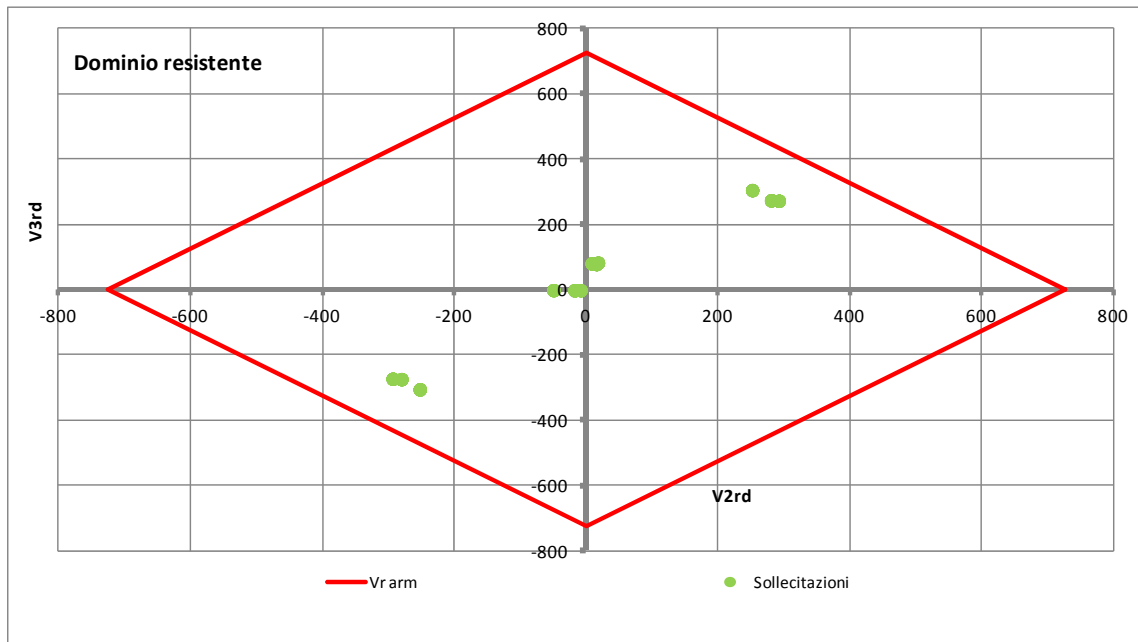
Verifica a taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza ϕ ed altezza $0.8 \cdot \phi$ (altezza utile $0.95 \cdot 0.8 \cdot \phi$): nella definizione del dominio resistente si seguirà tale approccio considerando il palo armato a taglio con staffe $\phi 12/10''$.

La figura che segue illustra il calcolo della resistenza a taglio per la singola direzione di applicazione.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
Dati							
b	1200	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	960	mm	altezza				
d	912	mm	altezza utile				
Resist. a taglio della trave non armata e passo massimo							
Ast (mmq)	s (mm)	ctgcalc	ctgθ	rottura	Vrd3 (kN)	Vrd2 (kN)	Vrd (kN)
226	100	2.935	1.000	duttile lato acc	725.86	3488.40	725.86

La figura che segue illustra come le componenti di sollecitazione di taglio risultino sostanzialmente all'interno del dominio di resistenza. Pertanto la verifica è soddisfatta.



6.5.7.2 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.

Combinazione frequente

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

ENV SLEF		F1	F2	F3	M1	M2	M3
	max	10	9	2491	10	36	0
	min	-15	-1	1715	-31	-23	0

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 25
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 1715 kN
 M_{xEd}: 0 31 kNm
 M_{yEd}: 0 36

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 : -1.554 N/mm²
 ϵ_s : -0.08456 ‰

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

La sezione rimane tutta compressa. La verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta.

Combinazione quasi permanente

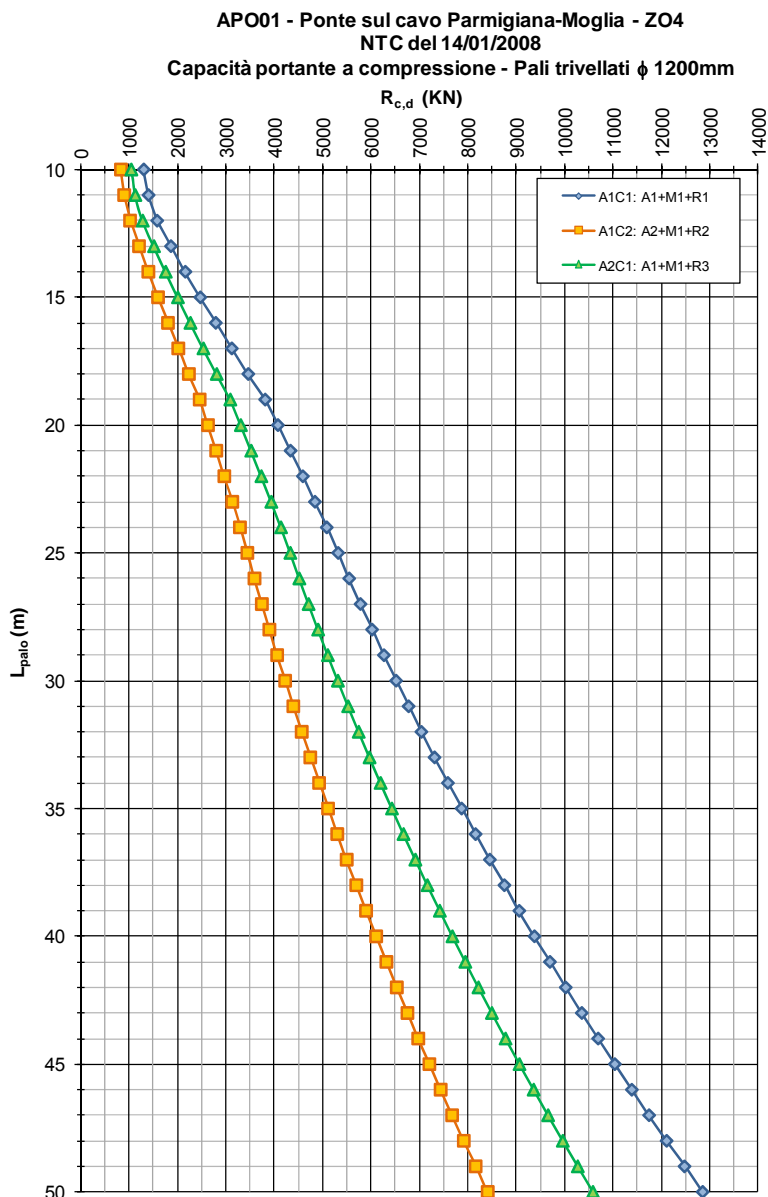
Visti i risultati della combinazione frequente si considera del tutto trascurabile la verifica in combinazione quasi permanente.

6.5.7.3 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 e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3).

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 30.0 m e considerando a favore di sicurezza che i primi 3.0 m non siano attivi ai fini della capacità portante in quanto soggetti a possibile scalzamento dovuto al fenomeno dell'erosione, 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):

$$R_{cd} = 4711 \text{ KN}$$



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

Sforzo normale sul singolo palo			
SLU	P	SLV	P
Max	3705	Max	3011
Min	1472	Min	716
--	kN	--	kN

- $N_{Ed} = 3705$ KN condizione statica;
- $N_{Ed} = 3011$ KN condizione sismica.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} < R_{cd} = 4711 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra loro meno di 8 volte il loro diametro, l'efficienza della palificata risulta inferiore di 1. Con riferimento alle indicazioni della Relazione Geotecnica, l'efficienza della palificata tende al valore minimo di $E_v=0.7$ per interasse dei pali di 3 diametri; nel caso in esame l'interasse dei pali è leggermente superiore a 3 diametri, tuttavia, a favore di sicurezza si assume $E_v=0.7$.

Pertanto, la verifica della palificata viene svolta con riferimento al seguente valore di capacità portante:

$$Q_{lim,N} = N \cdot E_v \cdot Q_{lim} = 39572 \text{ kN}$$

dove:

N = è il numero di pali della palificata = 12;

$E_v = 0.7$;

Q_{lim} = capacità portante del singolo palo (R_{cd});

Per confrontare la capacità portante con l'azione assiale globale della palificata conviene sommare l'azione massima di compressione che si registra alla base della pila con il peso del plinto di fondazione. Si ha quanto segue.

Sforzo normale sulla palificata								
Pila	SLU	30915	Plinto	SLU	7088	Totale	SLU	38003
Pila	SLV	18970	Plinto	SLV	5250	Totale	SLV	24220
--	--	kN	--	--	kN	--	--	kN

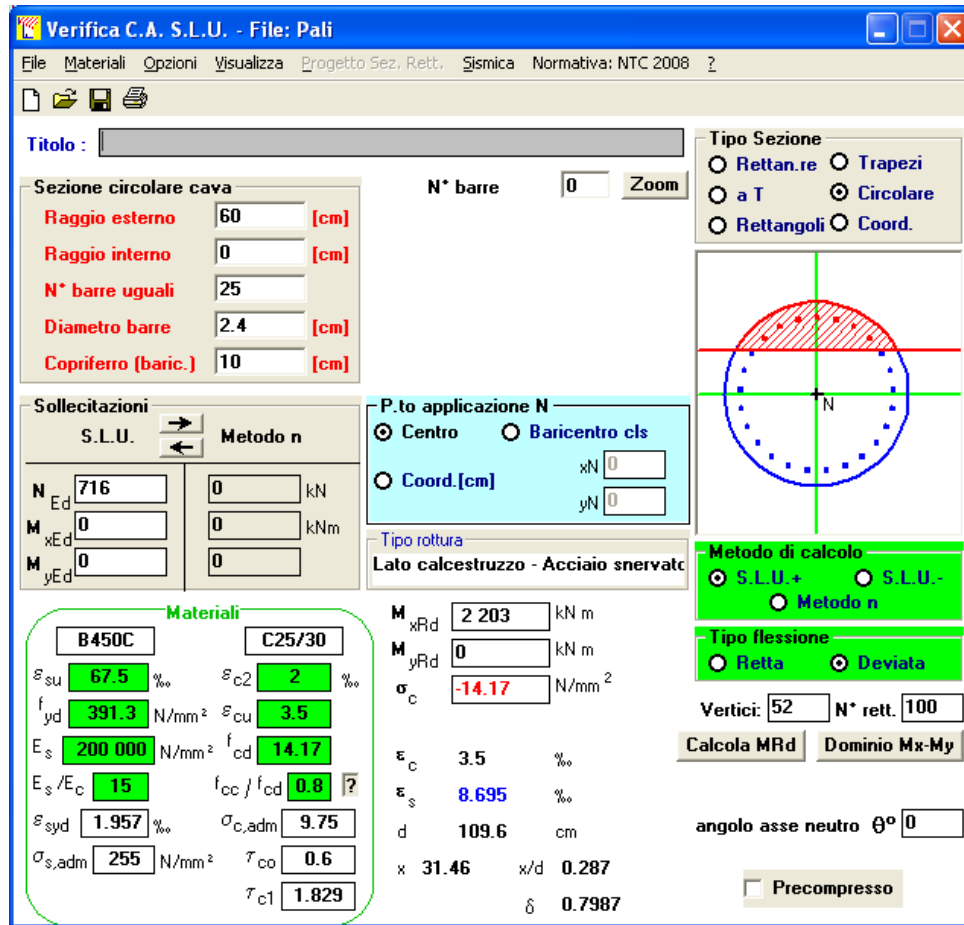
La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.5.7.4 Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

Le considerazioni che seguono fanno riferimento alla condizione di carico sismica in quanto maggiormente sfavorevole per le verifiche in esame.

La capacità portante del singolo palo nei confronti delle azioni orizzontali è ottenuta sulla base delle indicazioni della Relazione Geotecnica a partire dal valore del momento resistente di progetto della sezione del palo stesso.

La seguente Figura illustra il calcolo del momento resistente del palo valutato con riferimento al minimo valore di carico assiale ottenuto per la combinazione di carico SLV, pari a 716 kN in compressione.



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 625 \text{ KN}$$

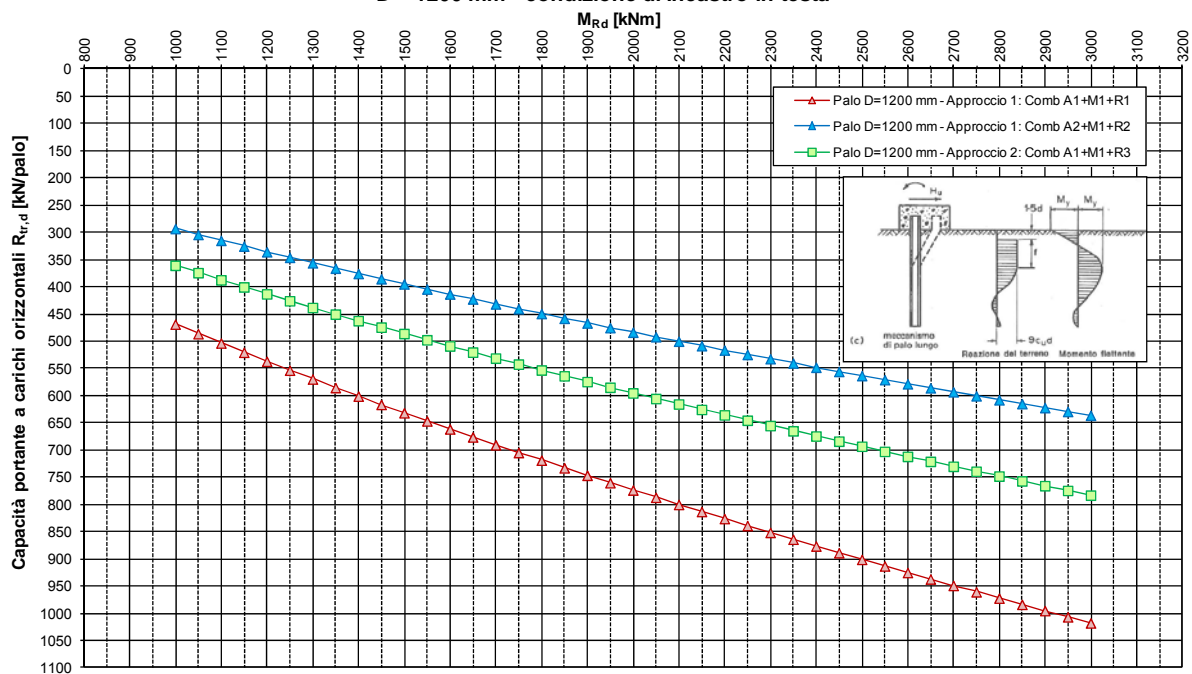
Per tenere conto del fatto che in un gruppo di pali soggetto ad una forza orizzontale i pali di bordo tendono ad essere più caricati rispetto a quelli centrali, il valore del taglio di progetto ottenuto dalle analisi viene amplificato di un coefficiente pari a 1.20.

Taglio sul singolo palo					
SLU/SLV	F1	F2	Vtot	i	Vcalc
Max	244	254	352	1.2	423
Min	-245	-254	353	1.2	423
--	kN	kN	kN	--	kN

$$R_{tR,d} = 625 \text{ KN} > V_{Ed} = 423 \text{ KN.}$$

La verifica è soddisfatta.

Pali di fondazione - Opera APO01 - ZO4
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{r,d}$
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. La singola componente di azione orizzontale (longitudinale F1 e trasversale F2) complessivamente agente sulla palificata di una singola pila è ottenuta sommando tutti i massimi in valore assoluto delle corrispondenti componenti di azione tagliante calcolate per ogni singolo palo della palificata. L'azione complessiva orizzontale agente sulla palificata è ottenuta come risultante delle due componenti.

ENV SLV		F1	F2	Ftot
Pila 1	max	2519	3051	3956
	min	-2523	-3051	3959
Pila 2	max	2806	2738	3920
	min	-2802	-2738	3917
Pila 3	max	2923	2725	3997
	min	-2935	-2725	4005

$$H_{Rd} = N \cdot E_H \cdot R_{t,Rd} = 6000 \text{ kN}$$

dove:

N = è il numero di pali della palificata = 12;

$E_H = 0.8$;

$R_{t,Rd}$ = capacità portante del singolo palo

$$F_{tot} < H_{Rd}.$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.5.8. 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, V_2 indica l'azione orizzontale in direzione longitudinale, V_3 l'azione orizzontale in direzione trasversale mentre T , M_2 e M_3 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 "Fase 2".

La tabelle seguenti riportano inoltre gli spostamenti registrati dagli isolatori nelle varie combinazioni di carico indagate per la condizione sismica e statica; U_1 indica lo spostamento verticale, U_2 lo spostamento orizzontale in direzione longitudinale, U_3 quello in direzione trasversale e R_1 , R_2 e R_3 le rotazioni attorno ai rispettivi assi.

Le numerazioni degli isolatori sono le seguenti:

- 2, 6, 4, 7: isolatori delle pile interne
- 1, 5, 8, 10: isolatori delle pile esterne
- 11, 12, 13, 14: isolatori delle spalle

Risultati del calcolo

1 - Lo spostamento complessivo caratterizzante il singolo isolatore è ottenuto dai valori di tabella, in modo semplificato, quadrando lo spostamento in una direzione con il 30% dello spostamento nell'altra direzione. Si ottengono i seguenti risultati:

- Spostamento massimo pila interna SLC: 150 mm
- Spostamento massimo pila esterna SLC: 150 mm
- Spostamento massimo spalla SLC: 180 mm

Volendo uniformare la scelta dei dispositivi si opta per un isolatore con capacità di spostamento ± 200 mm. Dalle tabelle dei produttori si osserva che dispositivi di tal tipo sono generalmente caratterizzati da raggi di curvatura (3100 mm) superiori al valore di 2500 mm assunto come base di calcolo.

Tuttavia, tale aspetto non ha importanza rilevante in quanto un aumento del raggio di curvatura comporta una leggera riduzione di rigidità equivalente dei dispositivi con conseguente leggero incremento degli spostamenti di calcolo (rispetto ai quali si ha un notevole margine di sicurezza) ed un decremento delle forze trasmesse alle sottostrutture (per le quali il calcolo è quindi cautelativo).

2 - Dai valori di sforzo riportati in tabella si deduce immediatamente che gli isolatori rimangono sempre in compressione.

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 1							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5714.9	864.0	726.8	0.0	363.4	432.0
	SLC - min	-8028.5	-869.7	-726.8	0.0	-363.4	-434.8
	SLU - max	-6589.9	77.6	6.1	0.0	3.0	38.8
	SLU - min	-16870.9	-246.5	-372.9	0.0	-186.4	-123.2
	SLEf - max	-6541.8	57.9	3.4	0.0	1.7	29.0
	SLEf - min	-11113.3	-91.4	-49.3	0.0	-24.6	-45.7
	SLEqp - max	-7040.1	50.1	0.0	0.0	0.0	25.1
	SLEqp - min	-7262.9	-67.8	0.0	0.0	0.0	-33.9
	SLEr - max	-7434.2	50.3	-246.4	0.0	-123.2	25.1
	SLEr - min	-7434.2	50.3	-246.4	0.0	-123.2	25.1
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 1							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.4	151.2	127.2	0.000094	0.000021	0.000965
	SLC - min	-0.5	-152.2	-127.2	-0.000094	-0.000021	-0.000255
	SLU - max	-0.5	13.4	0.8	0.000018	0.000000	0.001090
	SLU - min	-0.8	-43.0	-65.0	0.000000	-0.000007	0.000162
	SLEf - max	-0.4	10.0	0.4	0.000002	0.000000	0.000579
	SLEf - min	-0.6	-16.0	-8.6	0.000000	-0.000001	0.000195
	SLEqp - max	-0.4	8.8	0.0	0.000000	0.000000	0.000515
	SLEqp - min	-0.5	-11.9	0.0	0.000000	0.000000	0.000195
	SLEr - max	-0.5	8.8	-43.1	0.000012	-0.000004	0.000195
	SLEr - min	-0.5	8.8	-43.1	0.000012	-0.000004	0.000195
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 2							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5874.4	826.3	814.1	0.0	407.1	413.1
	SLC - min	-8151.8	-824.3	-814.1	0.0	-407.1	-412.1
	SLU - max	-6672.1	42.8	6.9	0.0	3.5	21.4
	SLU - min	-17107.7	-90.0	-414.0	0.0	-207.0	-45.0
	SLEf - max	-6577.7	28.9	3.8	0.0	1.9	14.4
	SLEf - min	-11199.8	-31.9	-54.5	0.0	-27.3	-15.9
	SLEqp - max	-7153.2	17.9	0.0	0.0	0.0	9.0
	SLEqp - min	-7180.6	-20.8	0.0	0.0	0.0	-10.4
	SLEr - max	-7343.3	18.2	-272.5	0.0	-136.3	9.1
	SLEr - min	-7343.3	18.2	-272.5	0.0	-136.3	9.1
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 2							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.4	144.6	142.5	0.000100	0.000023	0.000771
	SLC - min	-0.5	-144.3	-142.5	-0.000100	-0.000023	-0.000953
	SLU - max	-0.5	7.3	1.0	0.000029	0.000000	-0.000101
	SLU - min	-0.8	-15.7	-72.3	0.000000	-0.000007	-0.000269
	SLEf - max	-0.4	5.0	0.6	0.000004	0.000000	-0.000109
	SLEf - min	-0.5	-5.6	-9.5	0.000000	-0.000001	-0.000163
	SLEqp - max	-0.4	3.1	0.0	0.000000	0.000000	-0.000109
	SLEqp - min	-0.4	-3.7	0.0	0.000000	0.000000	-0.000154
	SLEr - max	-0.5	3.1	-47.7	0.000019	-0.000005	-0.000109
	SLEr - min	-0.5	3.1	-47.7	0.000019	-0.000005	-0.000109
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 4							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5892.6	809.2	800.4	0.0	400.2	404.6
	SLC - min	-8132.2	-811.3	-800.4	0.0	-400.2	-405.7
	SLU - max	-4869.4	88.3	8.4	0.0	4.2	44.2
	SLU - min	-13430.5	-42.2	-403.5	0.0	-201.7	-21.1
	SLEf - max	-5668.7	31.3	4.7	0.0	2.3	15.6
	SLEf - min	-9252.0	-28.4	-53.1	0.0	-26.6	-14.2
	SLEqp - max	-7153.2	20.4	0.0	0.0	0.0	10.2
	SLEqp - min	-7180.8	-17.6	0.0	0.0	0.0	-8.8
	SLEr - max	-6968.3	-17.9	-265.6	0.0	-132.8	-8.9
	SLEr - min	-6968.3	-17.9	-265.6	0.0	-132.8	-8.9
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 4							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.4	141.6	140.1	0.000105	0.000022	0.001336
	SLC - min	-0.5	-142.0	-140.1	-0.000105	-0.000022	-0.001146
	SLU - max	-0.4	15.4	1.3	0.000027	0.000000	0.000248
	SLU - min	-0.6	-7.2	-70.4	0.000000	-0.000007	0.000112
	SLEf - max	-0.4	5.5	0.7	0.000004	0.000000	0.000157
	SLEf - min	-0.4	-4.9	-9.3	0.000000	-0.000001	0.000119
	SLEqp - max	-0.4	3.6	0.0	0.000000	0.000000	0.000151
	SLEqp - min	-0.4	-3.1	0.0	0.000000	0.000000	0.000119
	SLEr - max	-0.4	-3.1	-46.5	0.000018	-0.000005	0.000119
	SLEr - min	-0.4	-3.1	-46.5	0.000018	-0.000005	0.000119
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 5							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5714.9	864.0	726.8	0.0	363.4	432.0
	SLC - min	-8028.5	-869.7	-726.8	0.0	-363.4	-434.8
	SLU - max	-4854.2	77.3	6.1	0.0	3.0	38.6
	SLU - min	-13314.0	-246.6	-372.9	0.0	-186.4	-123.3
	SLEf - max	-5663.2	57.8	3.4	0.0	1.7	28.9
	SLEf - min	-9222.9	-91.4	-49.3	0.0	-24.6	-45.7
	SLEqp - max	-7040.1	50.1	0.0	0.0	0.0	25.1
	SLEqp - min	-7262.9	-67.8	0.0	0.0	0.0	-33.9
	SLEr - max	-7091.5	50.0	-246.4	0.0	-123.2	25.0
	SLEr - min	-7091.5	50.0	-246.4	0.0	-123.2	25.0
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 5							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.4	151.2	127.2	0.000094	0.000021	0.000965
	SLC - min	-0.5	-152.2	-127.2	-0.000094	-0.000021	-0.000255
	SLU - max	-0.4	13.3	0.8	0.000018	0.000000	0.001090
	SLU - min	-0.6	-43.0	-65.0	0.000000	-0.000007	0.000162
	SLEf - max	-0.4	10.0	0.4	0.000002	0.000000	0.000579
	SLEf - min	-0.5	-16.0	-8.6	0.000000	-0.000001	0.000195
	SLEqp - max	-0.4	8.8	0.0	0.000000	0.000000	0.000515
	SLEqp - min	-0.5	-11.9	0.0	0.000000	0.000000	0.000195
	SLEr - max	-0.4	8.7	-43.1	0.000012	-0.000004	0.000195
	SLEr - min	-0.4	8.7	-43.1	0.000012	-0.000004	0.000195
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 6							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5874.4	826.3	814.1	0.0	407.1	413.1
	SLC - min	-8151.8	-824.3	-814.1	0.0	-407.1	-412.1
	SLU - max	-4863.0	42.5	6.9	0.0	3.5	21.3
	SLU - min	-13431.0	-90.2	-414.0	0.0	-207.0	-45.1
	SLEf - max	-5667.7	28.9	3.8	0.0	1.9	14.4
	SLEf - min	-9252.3	-31.8	-54.5	0.0	-27.3	-15.9
	SLEqp - max	-7153.2	17.9	0.0	0.0	0.0	9.0
	SLEqp - min	-7180.6	-20.8	0.0	0.0	0.0	-10.4
	SLEr - max	-6963.1	17.7	-272.5	0.0	-136.3	8.8
	SLEr - min	-6963.1	17.7	-272.5	0.0	-136.3	8.8
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 6							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.4	144.6	142.5	0.000100	0.000023	0.000771
	SLC - min	-0.5	-144.3	-142.5	-0.000100	-0.000023	-0.000953
	SLU - max	-0.4	7.3	1.0	0.000029	0.000000	-0.000101
	SLU - min	-0.6	-15.7	-72.3	0.000000	-0.000007	-0.000269
	SLEf - max	-0.4	4.9	0.6	0.000004	0.000000	-0.000109
	SLEf - min	-0.4	-5.5	-9.5	0.000000	-0.000001	-0.000163
	SLEqp - max	-0.4	3.1	0.0	0.000000	0.000000	-0.000109
	SLEqp - min	-0.4	-3.7	0.0	0.000000	0.000000	-0.000154
	SLEr - max	-0.4	3.1	-47.7	0.000019	-0.000005	-0.000109
	SLEr - min	-0.4	3.1	-47.7	0.000019	-0.000005	-0.000109
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 7							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5892.6	809.2	800.4	0.0	400.2	404.6
	SLC - min	-8132.2	-811.3	-800.4	0.0	-400.2	-405.7
	SLU - max	-6672.5	88.6	8.4	0.0	4.2	44.3
	SLU - min	-17100.9	-42.0	-403.5	0.0	-201.7	-21.0
	SLEf - max	-6578.0	31.3	4.7	0.0	2.3	15.7
	SLEf - min	-11198.7	-28.5	-53.1	0.0	-26.6	-14.2
	SLEqp - max	-7153.2	20.4	0.0	0.0	0.0	10.2
	SLEqp - min	-7180.8	-17.6	0.0	0.0	0.0	-8.8
	SLEr - max	-7338.1	-17.4	-265.6	0.0	-132.8	-8.7
	SLEr - min	-7338.1	-17.4	-265.6	0.0	-132.8	-8.7
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 7								
			U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max		-0.4	141.6	140.1	0.000105	0.000022	0.001336
	SLC - min		-0.5	-142.0	-140.1	-0.000105	-0.000022	-0.001146
	SLU - max		-0.5	15.5	1.3	0.000027	0.000000	0.000248
	SLU - min		-0.8	-7.2	-70.4	0.000000	-0.000007	0.000112
	SLEf - max		-0.4	5.5	0.7	0.000004	0.000000	0.000157
	SLEf - min		-0.5	-4.9	-9.3	0.000000	-0.000001	0.000119
	SLEqp - max		-0.4	3.6	0.0	0.000000	0.000000	0.000151
	SLEqp - min		-0.4	-3.1	0.0	0.000000	0.000000	0.000119
	SLEr - max		-0.5	-3.0	-46.5	0.000018	-0.000005	0.000119
	SLEr - min		-0.5	-3.0	-46.5	0.000018	-0.000005	0.000119
			mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 8							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5639.4	876.4	786.9	0.0	393.5	438.2
	SLC - min	-8101.8	-870.7	-786.9	0.0	-393.5	-435.3
	SLU - max	-4844.5	247.8	5.9	0.0	2.9	123.9
	SLU - min	-13312.6	-77.9	-393.3	0.0	-196.7	-38.9
	SLEf - max	-5662.1	92.0	3.3	0.0	1.6	46.0
	SLEf - min	-9221.9	-58.1	-51.9	0.0	-26.0	-29.1
	SLEqp - max	-7039.0	68.2	0.0	0.0	0.0	34.1
	SLEqp - min	-7261.9	-50.4	0.0	0.0	0.0	-25.2
	SLEr - max	-7080.9	-50.7	-259.7	0.0	-129.8	-25.3
	SLEr - min	-7080.9	-50.7	-259.7	0.0	-129.8	-25.3
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 8								
			U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max		-0.4	153.4	137.7	0.000113	0.000022	0.001128
	SLC - min		-0.5	-152.4	-137.7	-0.000113	-0.000022	-0.001849
	SLU - max		-0.4	43.2	0.7	0.000029	0.000000	-0.000124
	SLU - min		-0.6	-13.4	-68.6	0.000000	-0.000007	-0.001269
	SLEf - max		-0.4	16.1	0.4	0.000004	0.000000	-0.000162
	SLEf - min		-0.5	-10.1	-9.1	0.000000	-0.000001	-0.000654
	SLEqp - max		-0.4	11.9	0.0	0.000000	0.000000	-0.000162
	SLEqp - min		-0.5	-8.8	0.0	0.000000	0.000000	-0.000572
	SLEr - max		-0.4	-8.9	-45.5	0.000020	-0.000005	-0.000162
	SLEr - min		-0.4	-8.9	-45.5	0.000020	-0.000005	-0.000162
			mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 10							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-5639.4	876.4	786.9	0.0	393.5	438.2
	SLC - min	-8101.8	-870.7	-786.9	0.0	-393.5	-435.3
	SLU - max	-6589.0	248.1	5.9	0.0	2.9	124.0
	SLU - min	-16878.3	-77.8	-393.3	0.0	-196.7	-38.9
	SLEf - max	-6540.8	92.0	3.3	0.0	1.6	46.0
	SLEf - min	-11112.4	-58.2	-51.9	0.0	-26.0	-29.1
	SLEqp - max	-7039.0	68.2	0.0	0.0	0.0	34.1
	SLEqp - min	-7261.9	-50.4	0.0	0.0	0.0	-25.2
	SLEr - max	-7442.8	-50.2	-259.7	0.0	-129.8	-25.1
	SLEr - min	-7442.8	-50.2	-259.7	0.0	-129.8	-25.1
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 10							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.4	153.4	137.7	0.000113	0.000022	0.001128
	SLC - min	-0.5	-152.4	-137.7	-0.000113	-0.000022	-0.001849
	SLU - max	-0.5	43.3	0.7	0.000029	0.000000	-0.000124
	SLU - min	-0.8	-13.4	-68.6	0.000000	-0.000007	-0.001269
	SLEf - max	-0.4	16.1	0.4	0.000004	0.000000	-0.000162
	SLEf - min	-0.6	-10.1	-9.1	0.000000	-0.000001	-0.000654
	SLEqp - max	-0.4	11.9	0.0	0.000000	0.000000	-0.000162
	SLEqp - min	-0.5	-8.8	0.0	0.000000	0.000000	-0.000572
	SLEr - max	-0.5	-8.8	-45.5	0.000020	-0.000005	-0.000162
	SLEr - min	-0.5	-8.8	-45.5	0.000020	-0.000005	-0.000162
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 11							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-1353.5	275.9	239.6	0.0	119.8	138.0
	SLC - min	-2533.7	-288.5	-239.6	0.0	-119.8	-144.3
	SLU - max	-399.6	17.5	3.6	0.0	1.8	8.7
	SLU - min	-4242.4	-117.2	-125.6	0.0	-62.8	-58.6
	SLEf - max	-975.2	13.8	2.0	0.0	1.0	6.9
	SLEf - min	-2825.7	-49.6	-16.4	0.0	-8.2	-24.8
	SLEqp - max	-1804.6	12.5	0.0	0.0	0.0	6.3
	SLEqp - min	-1999.9	-39.2	0.0	0.0	0.0	-19.6
	SLEr - max	-1746.7	12.5	-82.1	0.0	-41.1	6.3
	SLEr - min	-1746.7	12.5	-82.1	0.0	-41.1	6.3
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 11							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.1	169.1	146.8	0.000117	0.000007	0.003383
	SLC - min	-0.2	-176.8	-146.8	-0.000117	-0.000007	0.001431
	SLU - max	-0.1	10.5	1.9	0.000003	0.000000	0.008579
	SLU - min	-0.2	-71.6	-76.8	0.000000	-0.000002	0.004169
	SLEf - max	-0.1	8.3	1.1	0.000000	0.000000	0.006420
	SLEf - min	-0.1	-30.4	-10.1	0.000000	0.000000	0.005200
	SLEqp - max	-0.1	7.7	0.0	0.000000	0.000000	0.006420
	SLEqp - min	-0.1	-24.0	0.0	0.000000	0.000000	0.005403
	SLEr - max	-0.1	7.7	-50.3	0.000002	-0.000002	0.006420
	SLEr - min	-0.1	7.7	-50.3	0.000002	-0.000002	0.006420
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 12							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-1353.5	275.9	239.6	0.0	119.8	138.0
	SLC - min	-2533.7	-288.5	-239.6	0.0	-119.8	-144.3
	SLU - max	-1444.8	17.5	3.6	0.0	1.8	8.7
	SLU - min	-6657.8	-117.2	-125.6	0.0	-62.8	-58.6
	SLEf - max	-1526.9	13.8	2.0	0.0	1.0	6.9
	SLEf - min	-4138.7	-49.6	-16.4	0.0	-8.2	-24.8
	SLEqp - max	-1804.6	12.5	0.0	0.0	0.0	6.3
	SLEqp - min	-1999.9	-39.2	0.0	0.0	0.0	-19.6
	SLEr - max	-1862.5	12.5	-82.1	0.0	-41.1	6.3
	SLEr - min	-1862.5	12.5	-82.1	0.0	-41.1	6.3
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 12							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.1	169.1	146.8	0.000117	0.000007	0.003383
	SLC - min	-0.2	-176.8	-146.8	-0.000117	-0.000007	0.001431
	SLU - max	-0.1	10.5	1.9	0.000003	0.000000	0.008579
	SLU - min	-0.3	-71.6	-76.8	0.000000	-0.000002	0.004169
	SLEf - max	-0.1	8.3	1.1	0.000000	0.000000	0.006420
	SLEf - min	-0.2	-30.4	-10.1	0.000000	0.000000	0.005200
	SLEqp - max	-0.1	7.7	0.0	0.000000	0.000000	0.006420
	SLEqp - min	-0.1	-24.0	0.0	0.000000	0.000000	0.005403
	SLEr - max	-0.1	7.7	-50.3	0.000002	-0.000002	0.006420
	SLEr - min	-0.1	7.7	-50.3	0.000002	-0.000002	0.006420
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 13							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-1350.4	288.6	227.7	0.0	113.8	144.3
	SLC - min	-2538.7	-275.9	-227.7	0.0	-113.8	-138.0
	SLU - max	-404.9	117.3	3.7	0.0	1.8	58.6
	SLU - min	-4243.4	-17.6	-114.7	0.0	-57.4	-8.8
	SLEf - max	-975.9	49.6	2.1	0.0	1.0	24.8
	SLEf - min	-2826.4	-13.8	-15.0	0.0	-7.5	-6.9
	SLEqp - max	-1805.3	39.2	0.0	0.0	0.0	19.6
	SLEqp - min	-2000.6	-12.5	0.0	0.0	0.0	-6.2
	SLEr - max	-1752.6	-12.6	-74.9	0.0	-37.4	-6.3
	SLEr - min	-1752.6	-12.6	-74.9	0.0	-37.4	-6.3
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 13							
		U1	U2	U3	R1	R2	R3
	SLC - max	-0.1	176.8	139.5	0.000125	0.000007	-0.001442
	SLC - min	-0.2	-169.1	-139.5	-0.000125	-0.000007	-0.003395
	SLU - max	-0.1	71.7	2.0	0.000038	0.000000	-0.004180
	SLU - min	-0.2	-10.5	-70.1	0.000000	-0.000002	-0.008595
	SLEf - max	-0.1	30.4	1.1	0.000005	0.000000	-0.005211
	SLEf - min	-0.1	-8.3	-9.2	0.000000	0.000000	-0.006431
	SLEqp - max	-0.1	24.0	0.0	0.000000	0.000000	-0.005414
	SLEqp - min	-0.1	-7.7	0.0	0.000000	0.000000	-0.006431
	SLEr - max	-0.1	-7.7	-45.9	0.000026	-0.000001	-0.006431
	SLEr - min	-0.1	-7.7	-45.9	0.000026	-0.000001	-0.006431
		mm	mm	mm	rad	rad	rad

TABLE: Element Forces - Links - ISOLATORE 14							
		P	V2	V3	T	M2	M3
	SLC - max	-1350.4	288.6	227.7	0.0	113.8	144.3
	SLC - min	-2538.7	-275.9	-227.7	0.0	-113.8	-138.0
	SLU - max	-1445.5	117.3	3.7	0.0	1.8	58.7
	SLU - min	-6654.3	-17.5	-114.7	0.0	-57.4	-8.7
	SLEf - max	-1527.7	49.6	2.1	0.0	1.0	24.8
	SLEf - min	-4139.5	-13.8	-15.0	0.0	-7.5	-6.9
	SLEqp - max	-1805.3	39.2	0.0	0.0	0.0	19.6
	SLEqp - min	-2000.6	-12.5	0.0	0.0	0.0	-6.2
	SLEr - max	-1858.1	-12.4	-74.9	0.0	-37.4	-6.2
	SLEr - min	-1858.1	-12.4	-74.9	0.0	-37.4	-6.2
		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm

TABLE: Element def - Links - ISOLATORE 14								
		U1	U2	U3	R1	R2	R3	
	SLC - max	-0.1	176.8	139.5	0.000125	0.000007	-0.001442	
	SLC - min	-0.2	-169.1	-139.5	-0.000125	-0.000007	-0.003395	
	SLU - max	-0.1	71.7	2.0	0.000038	0.000000	-0.004180	
	SLU - min	-0.3	-10.5	-70.1	0.000000	-0.000002	-0.008595	
	SLEf - max	-0.1	30.4	1.1	0.000005	0.000000	-0.005211	
	SLEf - min	-0.2	-8.3	-9.2	0.000000	0.000000	-0.006431	
	SLEqp - max	-0.1	24.0	0.0	0.000000	0.000000	-0.005414	
	SLEqp - min	-0.1	-7.7	0.0	0.000000	0.000000	-0.006431	
	SLEr - max	-0.1	-7.6	-45.9	0.000026	-0.000001	-0.006431	
	SLEr - min	-0.1	-7.6	-45.9	0.000026	-0.000001	-0.006431	
		mm	mm	mm	rad	rad	rad	

6.5.9. Dimensionamento dei giunti di dilatazione

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

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

- Devono evitare, in termini di distanza strutturale tra la spalle e la testata della soletta, fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi degli spostamenti longitudinali in dilatazione (positivi) ed in contrazione (negativi) e degli scorrimenti trasversali per le combinazioni di carico in condizione sismica SLC e per la condizione sismica SLD (la condizione statica non risulta dimensionante) ed anche, per completezza, per la condizione sismica SLV.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
118	ENV - SLV	Combination	Max	161	129
118	ENV - SLV	Combination	Min	-165	-129
118	ENV SLC	Combination	Max	172	140
118	ENV SLC	Combination	Min	-176	-140
118	ENV SLD	Combination	Max	75	49
118	ENV SLD	Combination	Min	-80	-49
TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
3	ENV - SLV	Combination	Max	165	136
3	ENV - SLV	Combination	Min	-161	-136
3	ENV SLC	Combination	Max	176	147
3	ENV SLC	Combination	Min	-172	-147
3	ENV SLD	Combination	Max	80	49
3	ENV SLD	Combination	Min	-75	-49

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

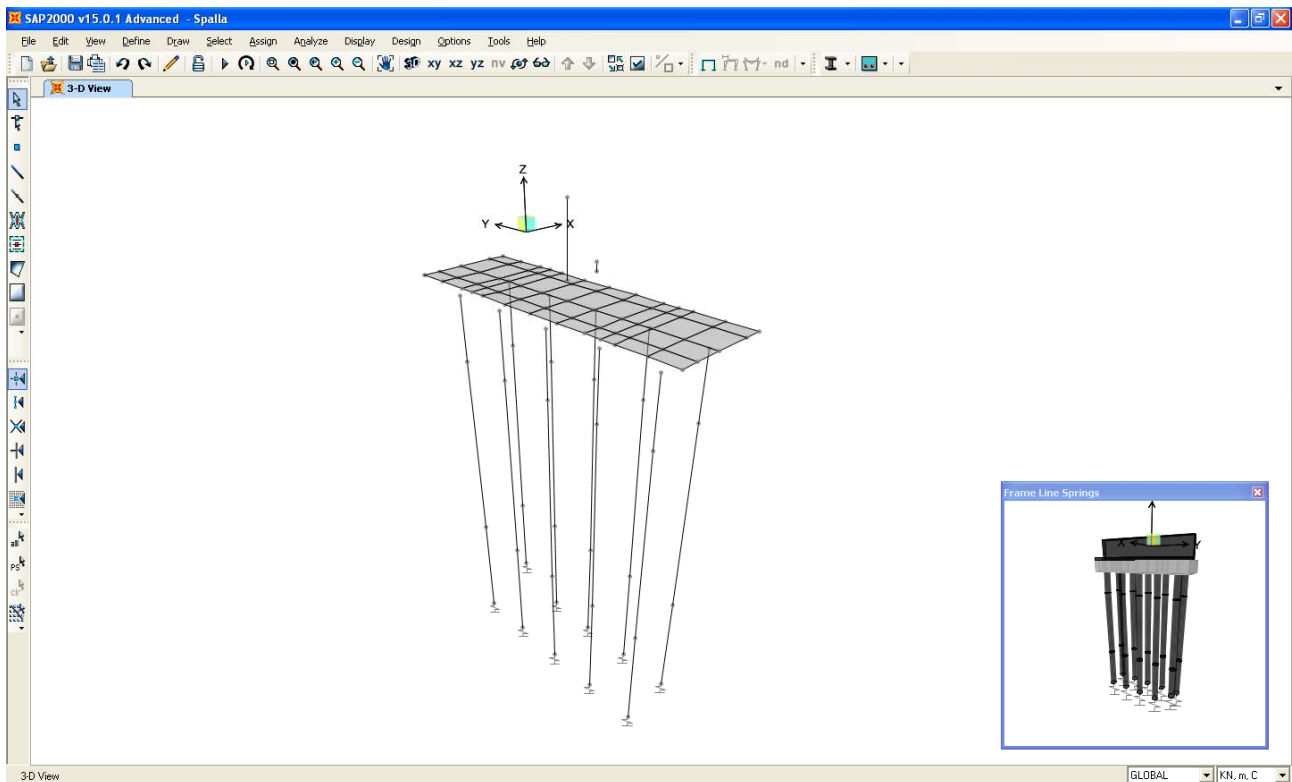
- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 80 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 50 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 200 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 200 mm.

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 200 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: 3.7 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: 1200 mm;
- Lunghezza pali: 25.0 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 $K_h = 5578$ KN/m/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a $K_h = 22586$ KN/m/m per il secondo tratto di lunghezza 13.0 m e $K_h = 58569$ KN/m/m per l’ultimo tratto di lunghezza 8.0 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 l’alto).

	N	M	V
Permanenti	3869.6	0.0	0.0
Veicoli Nmax	3953.3	4200.1	-2.6
Veicoli Mmax	1745.9	9499.2	-2.6
Veicoli Nmin	-1476.5	1766.5	2.9
Vento	0.0	78.1	-156.3

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

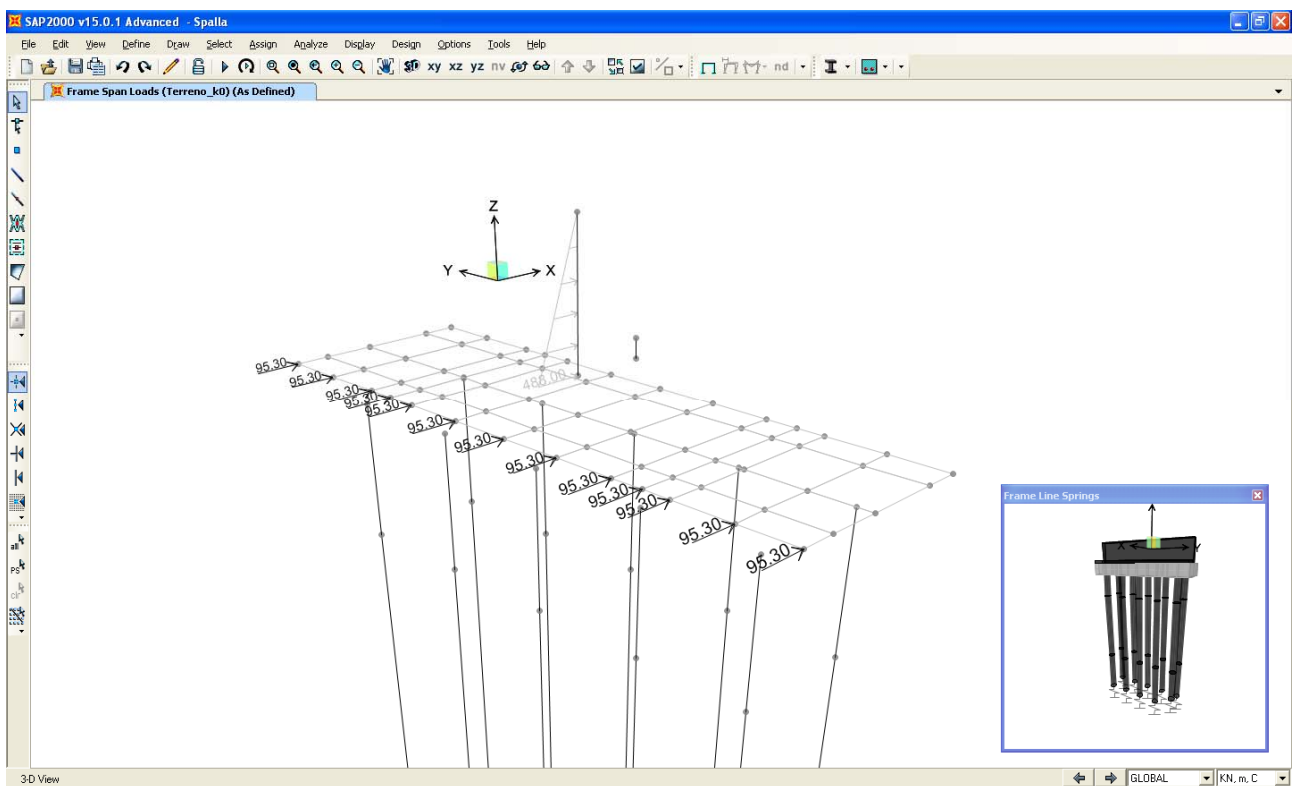
Angolo di resistenza al taglio del terreno $\varphi' = 38^\circ$;

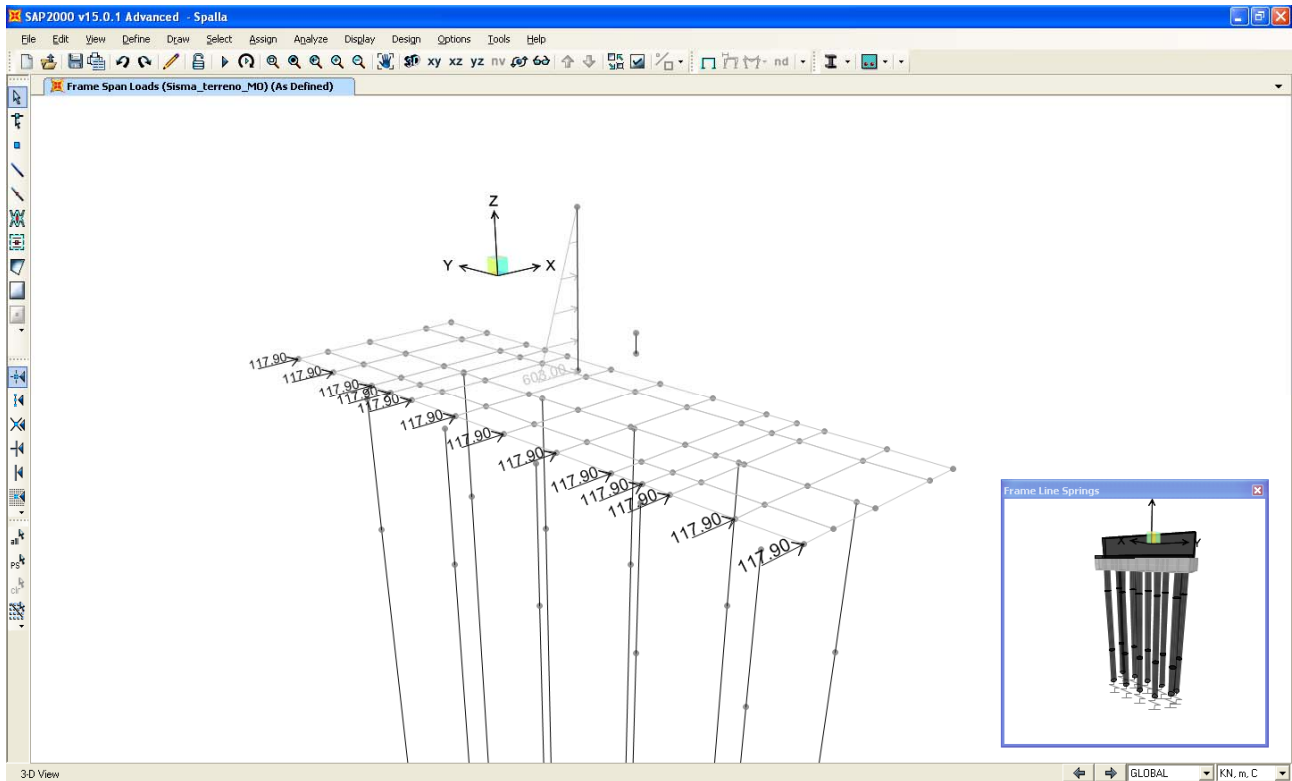
Peso dell’unità di volume del terreno $\gamma = 19.5$ KN/mc;

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

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

Considerando una larghezza di spalla pari a 17.6 m si hanno i valori dei carichi di seguito riportati.





Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali e terreno imbarcato inclusi) un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.326 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.326 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

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

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.163 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- 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:

$$p_{\text{inf}} = 14.3 \text{ KPa.}$$

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:

$$q_{t,\text{imb}} = 19.5 \cdot 3.7 = 72.2 \text{ KPa.}$$

In accordo con il punto 7.9.5.6 delle NTC08, il dimensionamento della spalla in condizione sismica è stato eseguito separatamente per la direzione longitudinale e trasversale; in particolare, data la geometria della spalla e il fatto che l'impalcato è isolato sismicamente, si trascura l'analisi trasversale in quanto non dimensionante i pali della spalla.

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

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

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

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

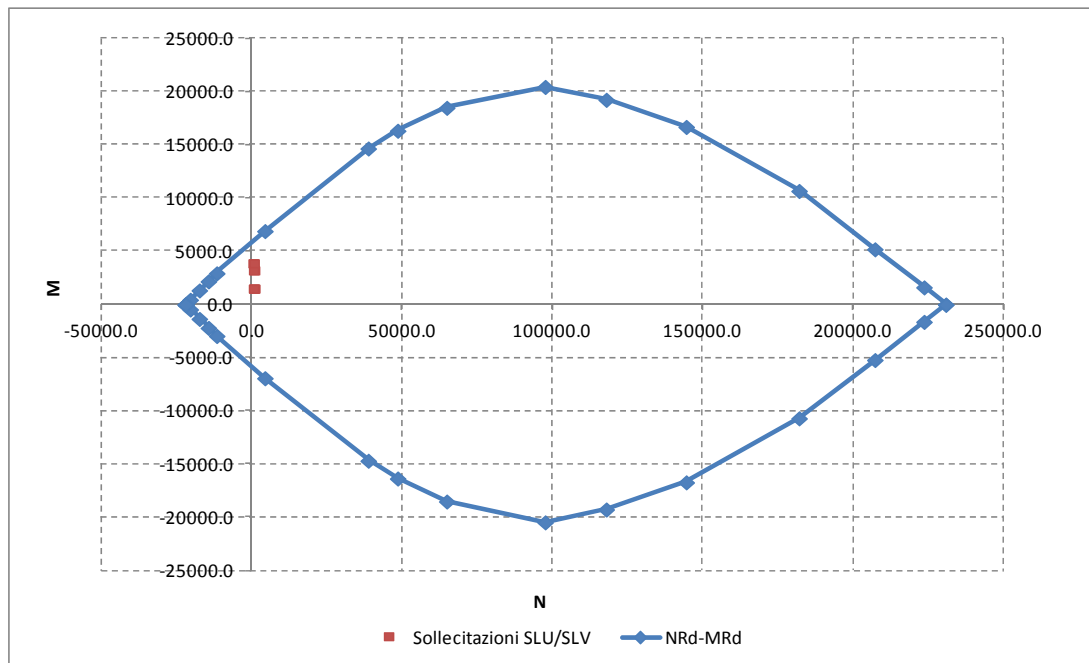
Il paramento frontale della spalla è stato dimensionato eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso-flessione retta e di taglio alla sezione di base del paramento (sezione maggiormente sollecitata). I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto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

Verifica a pressoflessione

Si ipotizza di armare il paramento con barre di diametro 20 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	-1318.7	1218.8	0.0	0.0	0.0	1503.2
3	0	SLV1	Combination	-976.8	2468.9	0.0	0.0	0.0	3879.5
3	0	SLU2	Combination	-1318.7	1218.8	0.0	0.0	0.0	1503.2
3	0	SLU3	Combination	-976.8	1218.8	0.0	0.0	0.0	1503.2
3	0	SLV2	Combination	-817.6	2468.9	0.0	0.0	0.0	3879.5
3	0	SLU4	Combination	-976.8	1218.8	0.0	0.0	0.0	1503.2
3	0	SLU5	Combination	-1318.7	2144.4	0.0	0.0	0.0	3215.5
3	0	SLU6	Combination	-976.8	2144.4	0.0	0.0	0.0	3215.5
3	0	SLV3	Combination	-1136.0	2468.9	0.0	0.0	0.0	3879.5



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:

- $V_{Ed} = 2468.9 \text{ KN}$.

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

Dati		
b (mm)	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_s (mmq)	27646.0	armatura longitudinale
k	1.61	fattore di ingranamento
v_{min}	0.42	tensione resistente minima
ρ_l	0.0029	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)	4014.9	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura
---------------	--------	--

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta.

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.

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	276.46	6
			2	276.46	54

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 977 kN
 M_{xEd} 0 2065 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 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -3.164 N/mm²
 σ_s 134.1 N/mm²
 ε_s 0.6705 ‰
 d 54 cm
 x 14.12 x/d 0.2614
 δ 0.7667

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.

Combinazione quasi permanente

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

7.1.3. Verifiche di Resistenza pali – SLU/SLV

La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione retta si è costruito il diagramma resistente $N_{Rd}-M_{Rd}$ e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni $N_{Ed}-M_{Ed}$ fornite dall'unica combinazione "ENV-SLU/SLV" ottenuta dall'involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica e sismica. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto 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	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/SLV	Combination	Max	491.9	-275.6	-35.0	0.0	-165.3	-367.4
1	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1070.7	-564.2	-102.0	0.0	-512.4	-1267.9
2	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	531.3	-288.8	86.0	0.0	484.6	-399.9
2	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-580.6	-565.9	8.1	0.0	80.9	-1277.2
7	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	290.9	-266.8	-26.1	0.0	-135.2	-282.2
7	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1371.9	-556.2	-79.8	0.0	-394.5	-1218.2
9	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	309.6	-277.8	70.0	0.0	400.0	-320.2
9	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1179.9	-557.1	4.5	0.0	62.0	-1223.5
11	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	211.1	-260.7	1.0	0.0	36.6	-223.0
11	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-1547.6	-550.9	-12.8	0.0	-38.2	-1182.9
31	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1730.0	-277.0	-45.5	0.0	-198.5	-372.2
31	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-3234.3	-565.7	-113.6	0.0	-575.2	-1276.0
32	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1606.5	-290.3	102.4	0.0	564.6	-408.0
32	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-3004.3	-563.6	11.4	0.0	99.5	-1264.8
35	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1873.4	-260.9	-44.6	0.0	-194.1	-249.6
35	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-3867.8	-555.8	-107.8	0.0	-544.5	-1216.6
37	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1729.6	-274.2	104.2	0.0	574.3	-301.5
37	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-3599.7	-556.7	13.0	0.0	108.3	-1221.6
41	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Max	-1922.7	-248.0	73.7	0.0	469.2	-156.3
41	0	ENV-SLU/SLV	Combination	Min	-4184.0	-548.3	-13.9	0.0	-39.4	-1171.7

Verifica a pressoflessione

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

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

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

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

Titolo: PALO

Sezione circolare cava

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

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 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

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso

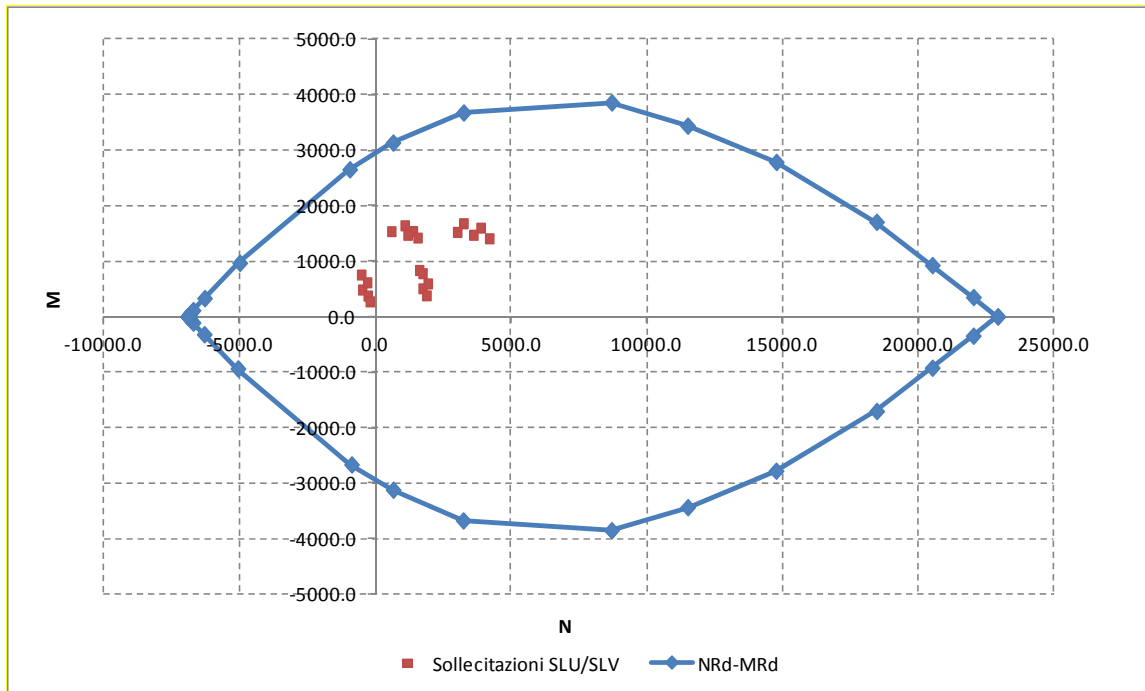
Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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



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 taglienti ai fini di considerare l'effetto ombra e l'effetto di bordo dei pali in gruppo):

- $V_{Ed} = 692.4 \text{ KN}$.

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

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

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

7.1.4. Verifica a fessurazione pali – SLE

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

Combinazione frequente

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

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

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

Titolo : **PALO**

Sezione circolare cava

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

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 376 kN
 M_{xEd}: 0 692 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

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

Metodo di calcolo

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

Materiali

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

σ_c : -4.849 N/mm²
 σ_s : 104.4 N/mm²
 ε_s : 0.522 ‰
 d: 110.6 cm
 x: 45.41 x/d: 0.4106
 δ : 0.9533

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

La verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta in quanto la tensione di trazione nelle barre inferiore al limite minimo di 160.0 MPa.

Combinazione quasi permanente

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

7.1.5. Verifica a capacità portante per carichi verticali

La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera

sia il caso di palo singolo, sia il caso di fondazione come palificata di gruppo i cui pali presentano interasse pari a 3 volte il diametro dei pali.

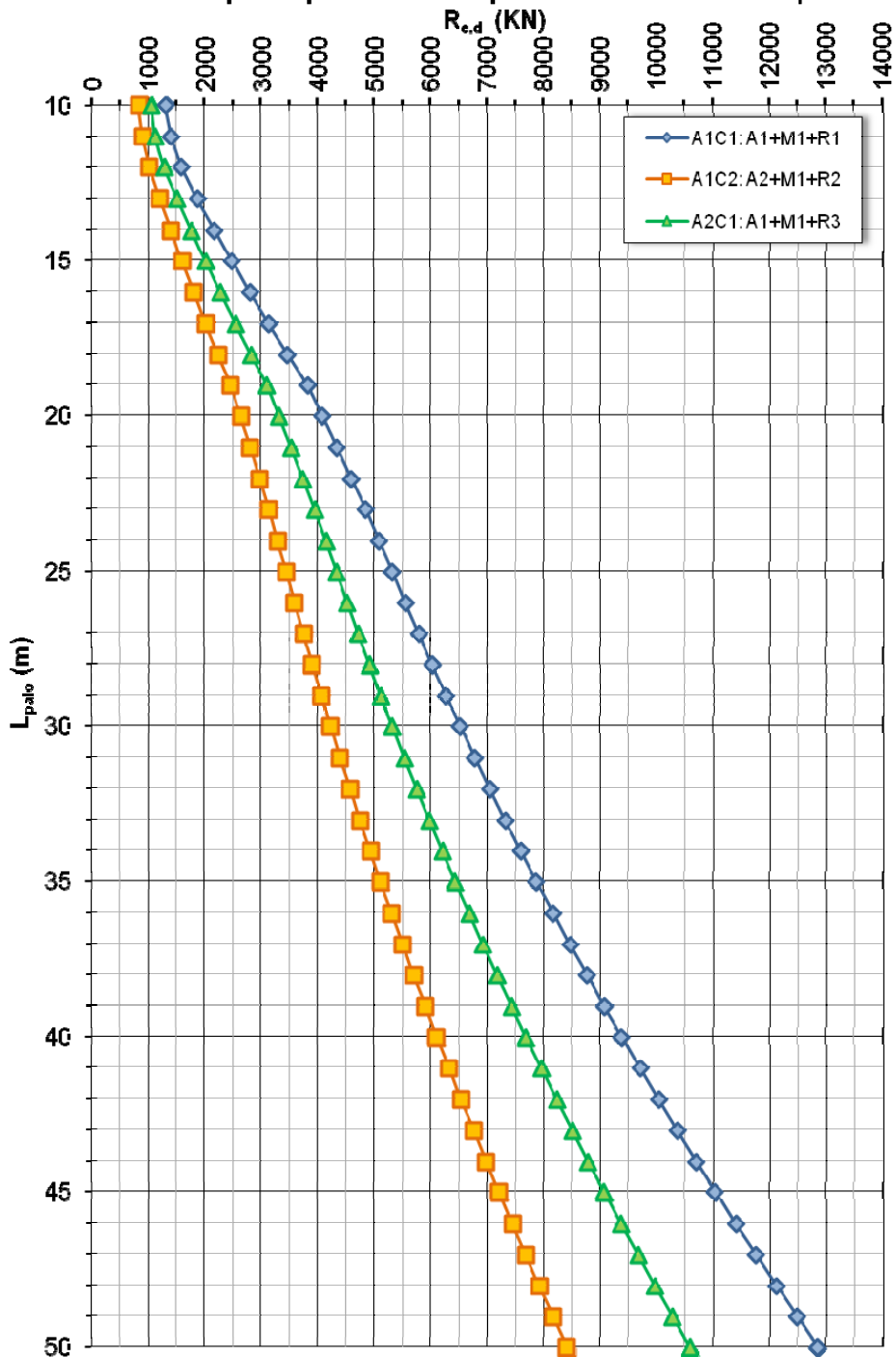
Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 25.0 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del palo):

$$R_{cd} = 4334.0 \text{ KN}$$

APO01 - Ponte sul cavo Parmigiana-Moglia - ZO4

NTC del 14/01/2008

Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

- $N_{Ed} = 4184.0 \text{ KN}$.

Si ha pertanto:

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

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

$$Q_{B,Rd} = 0.7 \cdot 4334 \cdot 10 = 30338.0 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 25812.7 < Q_{B,Rd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.1.6. Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

Dalla seguente Figura, ottenuta dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali. Il valore dell'azione assiale minima per lo stato limite ultimo (SLU/SLV) vale, in trazione, 531.3 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: 25
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -531 376 kN
 M_{xEd}: 0 692 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

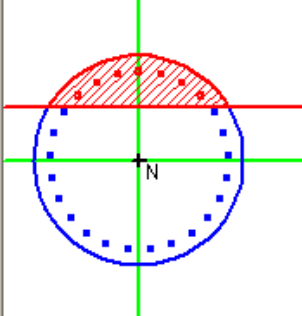
Precompresso

Materiali

B450C 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

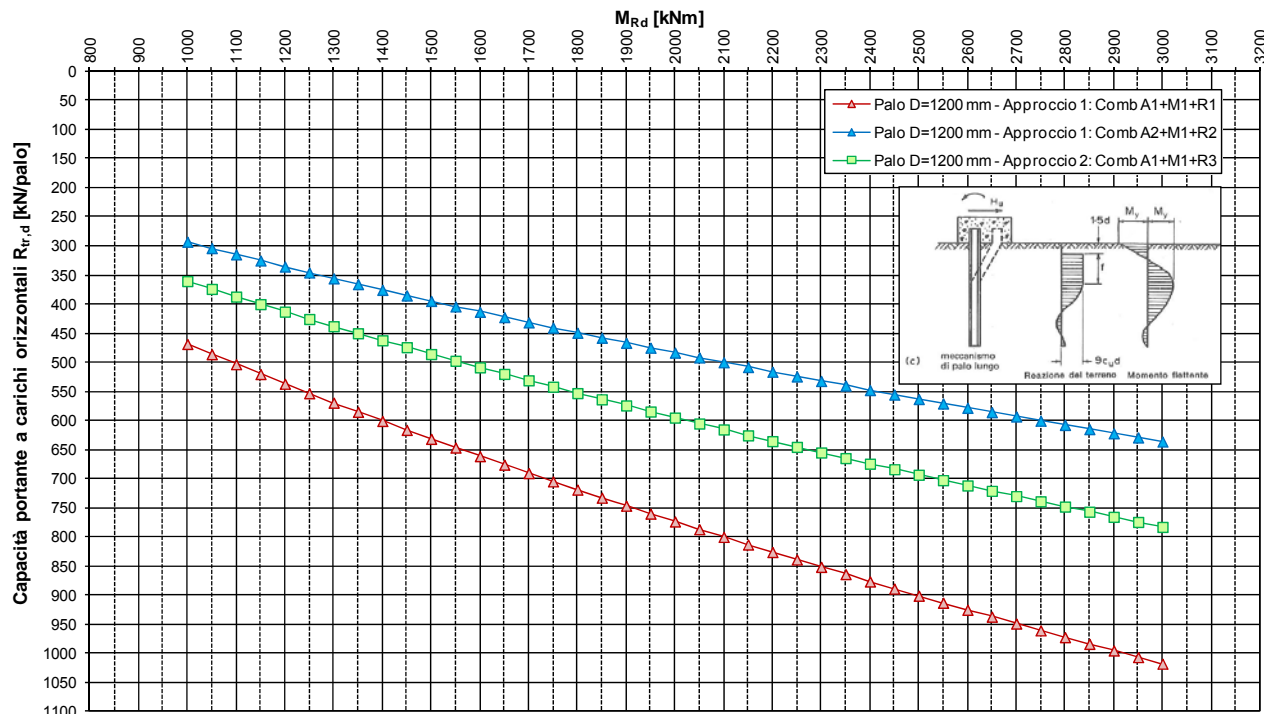
M_{xRd}: 2 782 kN m
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 9.375 ‰
 d: 110.6 cm
 x: 30.07 x/d: 0.2718
 δ: 0.7798



Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 748.0 \text{ KN} > V_{Ed} = 692. \text{ KN}$$

Pali di fondazione - Opera APO01 - ZO4
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. Si ha pertanto (H_{Ed} è l'azione ottenuta sommando tutti i massimi in valore assoluto dell'azione tagliante agente longitudinalmente e il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 10 \cdot 783 = 6264.0 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} = 5584.2 \text{ KN}$$

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

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI

In base alle indicazioni idrauliche la lunghezza minima dei diaframmi spondali in relazione a possibili fenomeni di sifonamento è di 10÷12 m e dal punto di vista strutturale sono da considerare le due condizioni limite di scalzamento nel seguito descritte:

- Condizione S1: Scalzamento con massima piena.

In questa condizione la quota idrica a valle dei diaframmi è quella della piena bisecolare pari a 20.71 m e la quota di scalzamento è di 14.00 m;

- Condizione S2: Scalzamento dopo la massima piena.

In questa condizione la quota idrica è quella del petto dell'argine pari a 19.10 m che coincide anche con la quota di scalzamento.

La verifica strutturale dei diaframmi idraulici viene sviluppata con riferimento a queste due condizioni considerate allo SLU (A1+M1 e A2+M2); è evidente infatti che si tratta di condizioni limite che se mai si dovessero verificare comporterebbero la necessità di intervenire rapidamente per ripristinare la geometria dell'alveo ante-scalzamento. Per il terreno, trattandosi di situazioni transitorie, si assumono i parametri di breve termine e in particolare:

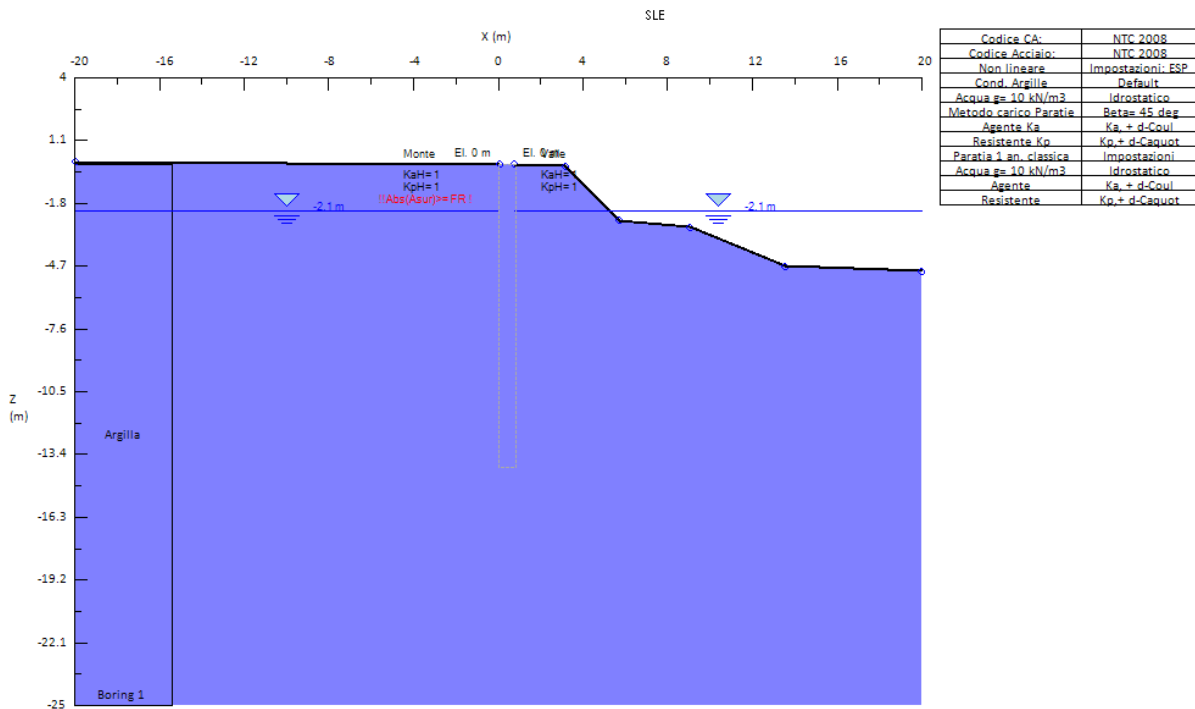
- peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- coesione non drenata: $c_u = 50 \text{ kPa}$.
-

Il calcolo viene sviluppato con il programma Paratie Plus 2011 della Ce.A.S. assumendo per i diaframmi uno spessore di 80 cm e una lunghezza di 14.0 m.

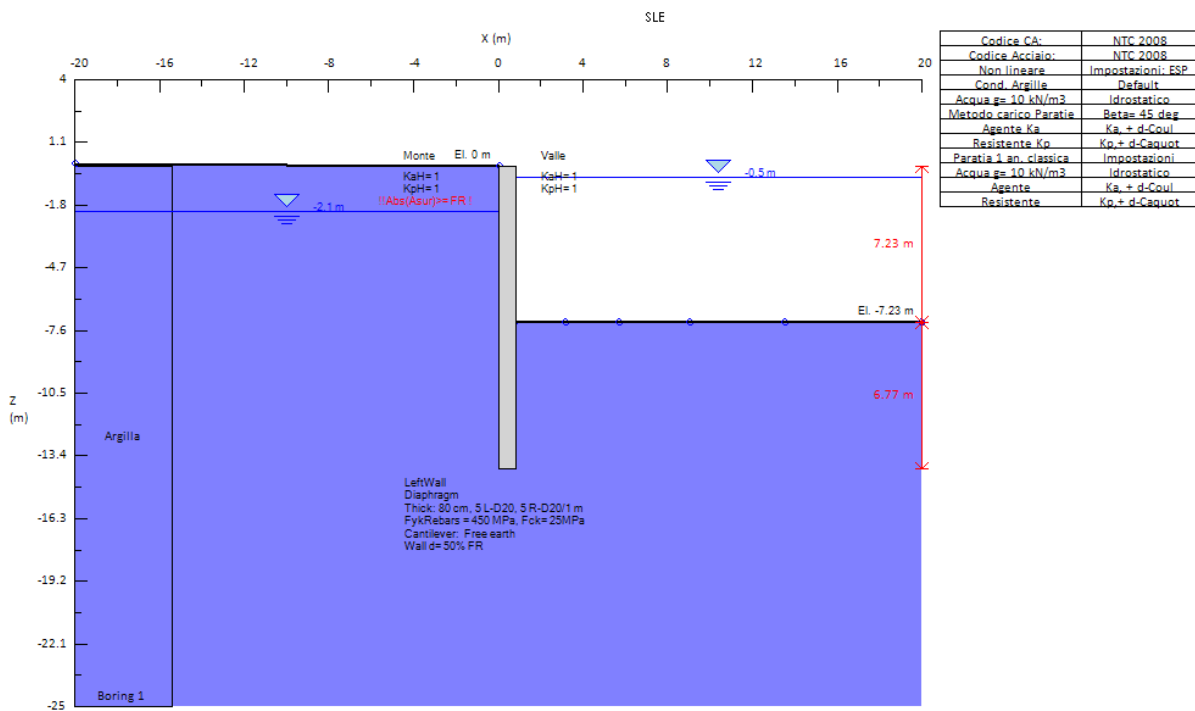
8.1. SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE

Di seguito sono riportati i grafici delle fasi di scavo principali e i diagrammi dei momenti flettenti e del taglio per le varie fasi.

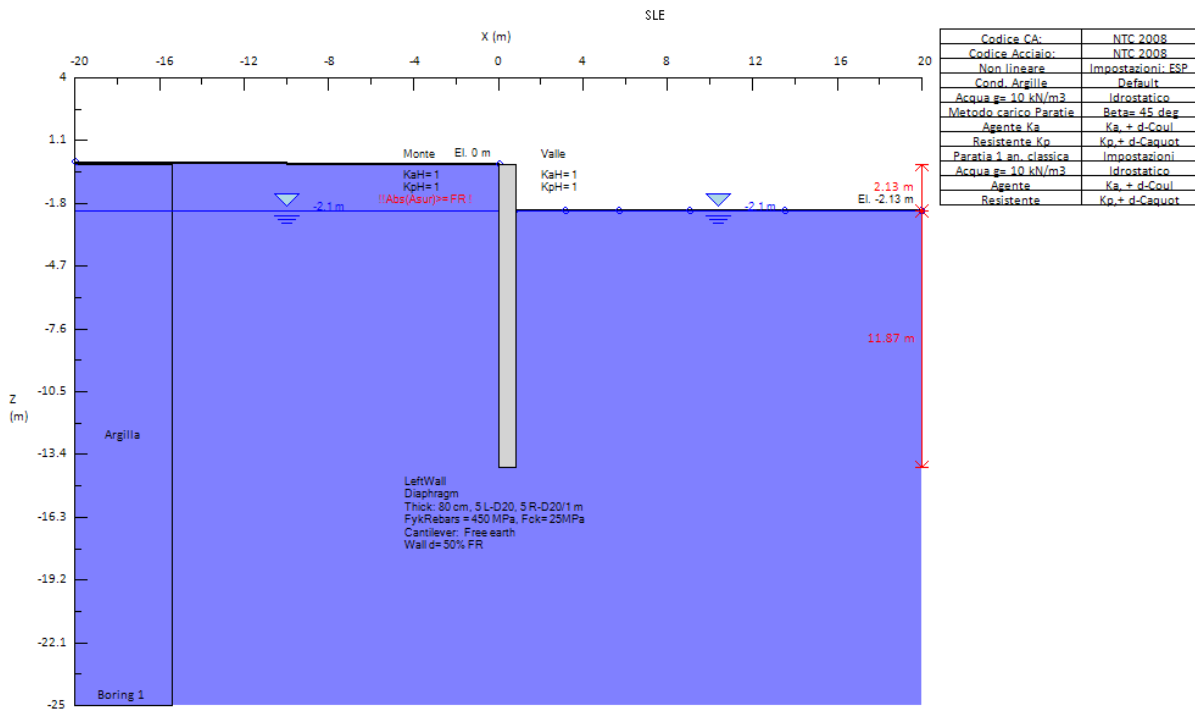
Fase 0

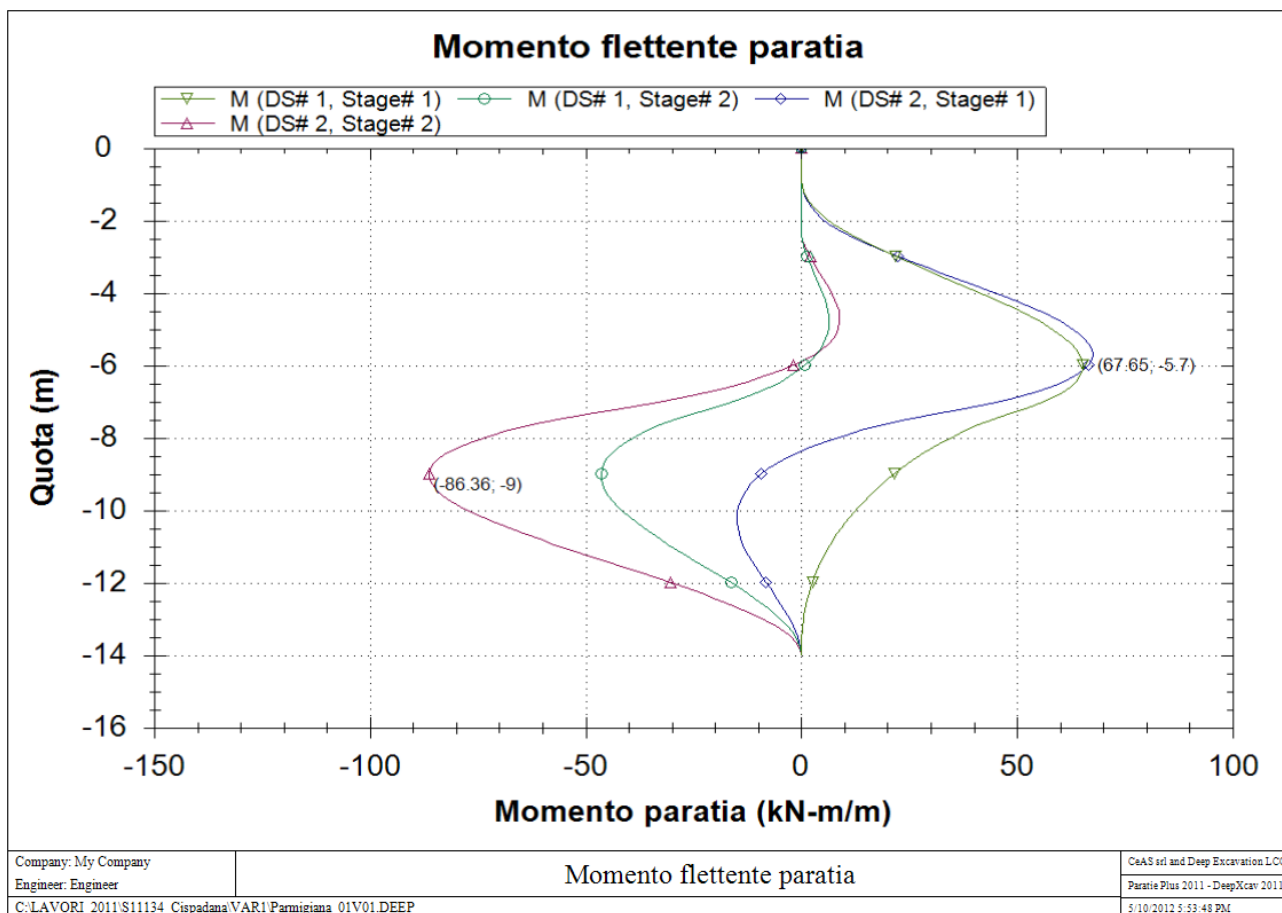


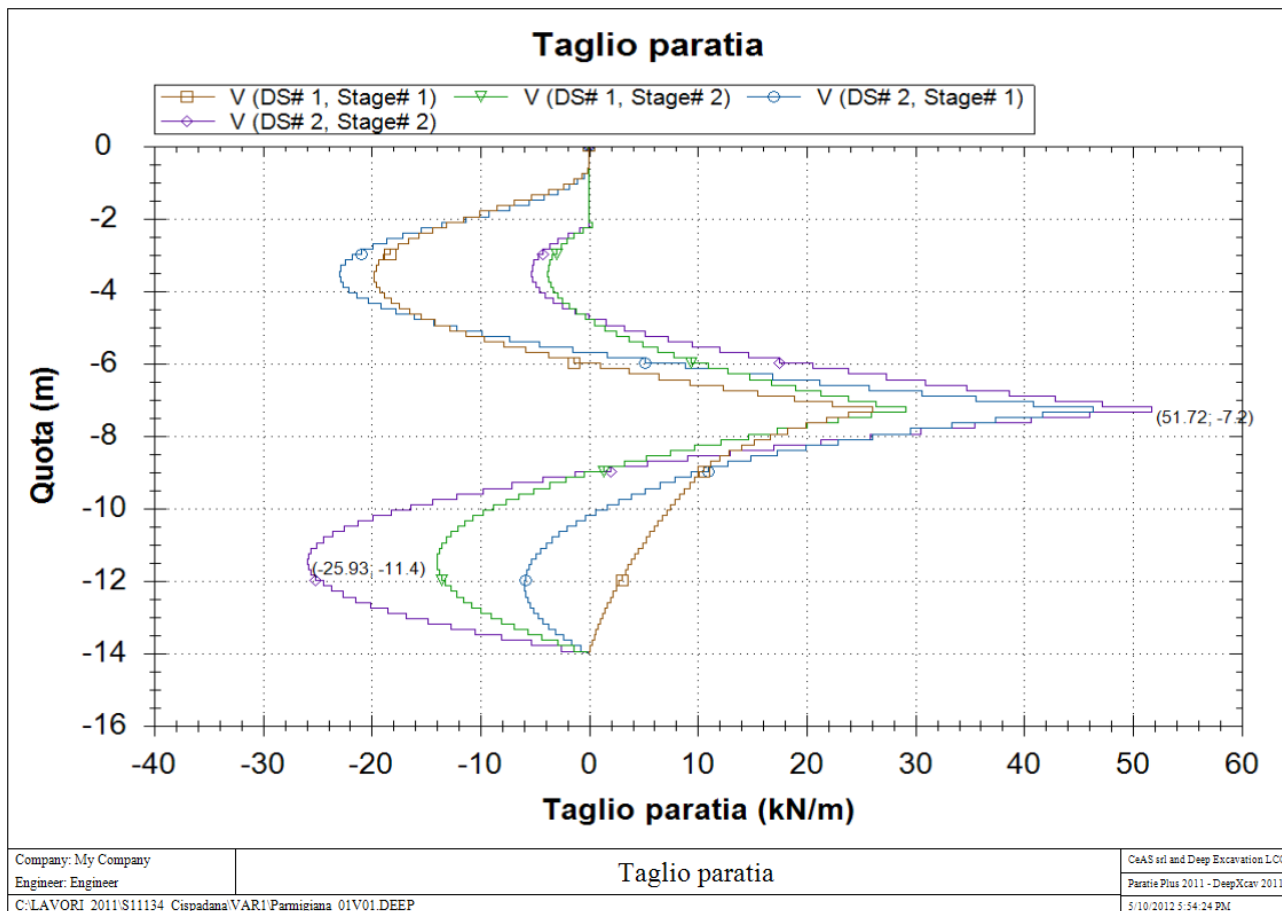
Condizione S1



Condizione S2







8.1.1. Verifiche di resistenza dei diaframmi

Nel seguito si riporta la verifica dei resistenza a momento flettente e taglio da cui risulta che:

$$M_{rd} \geq M_{s,d};$$

$$V_{rd} \geq V_{sd}.$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	10.1
2	15.7	69.9

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

 L_o cm
 Precompresso

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	altezza
d	699	mm	altezza utile
f _{ck}	25	N/mmq	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391.3	N/mmq	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	14.17	N/mmq	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	7.08	N/mmq	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1570	mmq	armatura longitudinale
k	1.53		fattore di ingranamento
v _{min}	0.33	N/mmq	tensione resistente minima
ρ _l	0.0022		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	0.00	N/mmq	tensione media di compressione nella sezione
α _c	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	232.61	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura