

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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

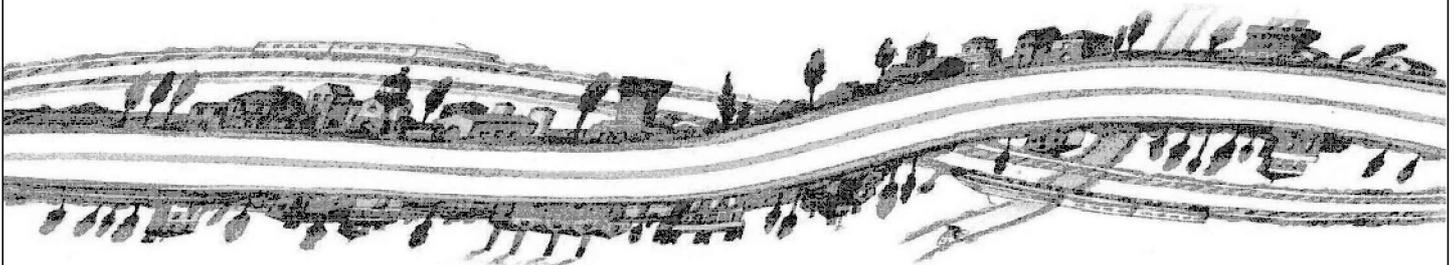
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI)

PROGETTAZIONE STRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI

CPO01 - VARIANTE SUD ALL'ABITATO DI CONCORDIA SULLA SECCHIA (C03) PONTE SUL FIUME SECCHIA

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

Alpina S.p.A.
Dott. Ing. Marco Bonfanti
Ordine Ingegneri di Milano
n. A/23384

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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



IL CONCESSIONARIO

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



G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Ing. Illuminati	Ing. Bonfanti	Ing. 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:
2581	PD	0	C03	CPO01	0	OM	RC	01	A	

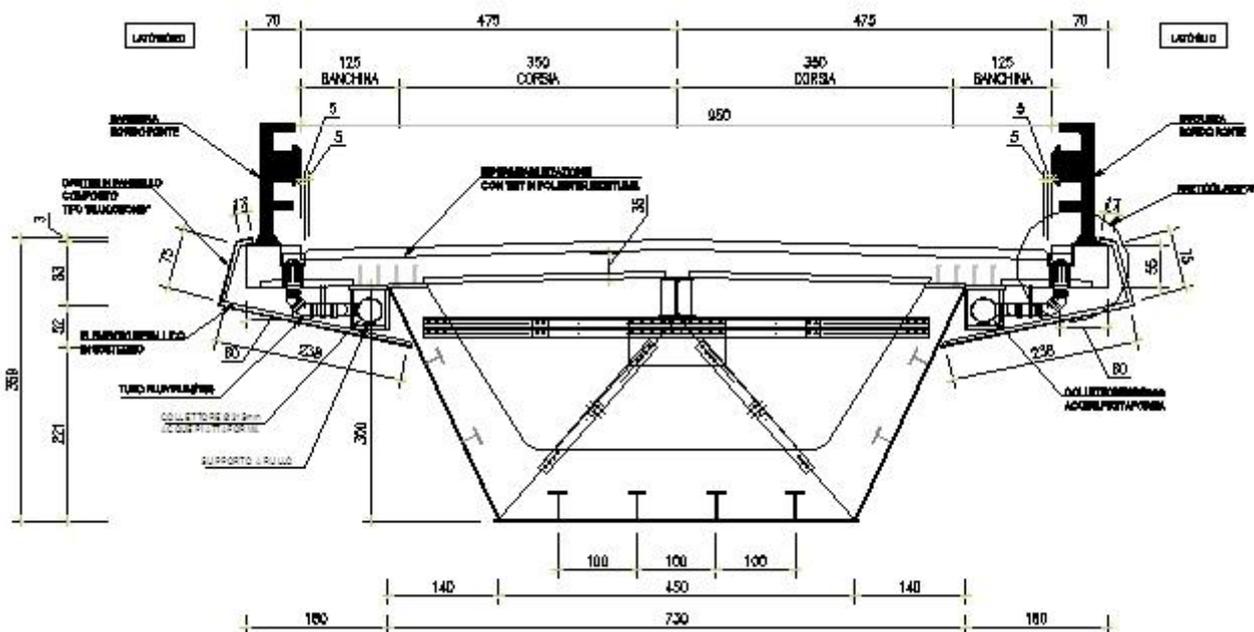
INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	6
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4. INCIDENZA DELLE ARMATURE	8
5. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA	9
5.1. MODELLI DI CALCOLO	9
5.2. CARICHI	14
5.2.1. Peso proprio degli elementi strutturali (PP)	15
5.2.2. Carichi permanenti portati (SP, SL, CR).....	15
5.2.3. Distorsioni - ritiro (RT)	15
5.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (TMP, TMN)	16
5.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CS).....	17
5.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)	18
5.2.7. Carichi mobili (ML).....	19
5.2.8. Azione sismica (SLD-X, SLD-Y, SLD -Z, SLV-X, SLV-Y, SLV-Z, SLC-X, SLC-Y, SLC-Z).....	21
5.3. COMBINAZIONE DEI CARICHI	24
5.4. TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTE.....	27
5.5. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	28
5.6. CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	32
5.7. DIMENSIONAMENTO SOLETTA D'IMPALCATO	33
5.8. DIMENSIONAMENTO CASSONE METALLICO.....	33
5.8.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	33
5.8.2. Verifiche di deformabilità – SLE	39
5.9. DIMENSIONAMENTO CONTROVENTAMENTI TRASVERSALI	40
5.9.1. Modello di calcolo	40
5.9.2. Risultati delle analisi e verifiche di resistenza.....	43
5.10. DIMENSIONAMENTO DELLE PILE.....	47
5.10.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	47
5.11. DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE	50
5.11.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	50
5.11.2. Verifica a capacità portante per carichi verticali	56
5.11.3. Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	58
5.11.4. Pila su diaframmi.....	60

5.12. DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE	65
5.12.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	70
5.12.2. Verifica a fessurazione – SLE	75
5.12.3. Verifica a capacità portante per carichi verticali	76
5.12.4. Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	77
5.13. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO	79
5.14. DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI DI DILATAZIONE	85
5.15. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISORIALI.....	86
5.15.1. Predalle	86

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è un ponte costituito da 11 campate di luci di calcolo variabile da m 44.05 – campate di riva – sino a m 76.0 in corrispondenza del Secchia, per una lunghezza totale di 606.90 m (misurata da asse appoggi delle spalle). L'impalcato è costituito da un cassone metallico ad altezza costante pari a 3.0 m avente le anime inclinate su cui appoggia una soletta collaborante in c.a. avente funzionamento principale lungo la direzione trasversale. La sezione è completata da una trave centrale avente funzione di rompitratta per la soletta, dai cordoli in c.a. di posizionamento dei guard-rail e da tutti gli elementi di arredo del ponte (veletta laterale in c.a., strutture leggere reggi-impianti, impianti, elementi di scolo e di raccolta delle acque meteoriche, ecc...). Ad interasse variabile da m 4.0 a m 4.50 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. I correnti superiori dei traversi sono poi collegati longitudinalmente tra loro tramite le crociere di piano superiore che svolgono un'importante funzione di stabilizzazione della sezione durante le fasi di getto della soletta superiore. In corrispondenza di spalle e pile i controventamenti trasversali sono previsti in lamiera piena opportunamente irrigidita. Le caratteristiche principali della sezione trasversale tipo sono riportate nella figura seguente.



Come sarà descritto in seguito l'impalcato si prevede diviso in un totale di 51 conc, in accordo con la tabella riepilogativa riportata nel seguito. I collegamenti tra i vari conci sono previsti tramite saldature a completa penetrazione.

Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a scorrimento con superficie curva (Friction Pendulum Isolators) inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. Tali dispositivi, nei riguardi delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture, presentano un comportamento di tipo attritivo in condizione statica che li rende sostanzialmente rigidi fino al valore della forza d'attrito, e un comportamento attritivo in condizione dinamica che li rende schematizzabili come dei vincoli elastici dotati di un'opportuna rigidità orizzontale: pertanto finché non viene raggiunta la forza d'attrito statico che dipende dal carico verticale agente sul dispositivo e dal suo coefficiente d'attrito statico, il dispositivo si comporta sostanzialmente come collegamento rigido tra impalcato e sottostrutture. Tale comportamento garantisce che in condizioni di normale esercizio dell'opera l'impalcato risulti rigidamente fissato alle sottostrutture per le azioni orizzontali agenti, e cioè per l'azione del vento agente in direzione trasversale e per l'azione della frenatura dei veicoli agente in direzione longitudinale.

In condizione sismica gli isolatori a scorrimento a superficie curva comportano i seguenti vantaggi:

- Essendo dotati in condizione dinamica di rigidità orizzontali relativamente basse comportano un elevato incremento di periodo proprio di vibrazione della struttura in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale): ciò implica una forte riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture;
- Essendo dotati di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente relativamente elevato (15% - 20%) comportano una riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture e limitano l'incremento degli spostamenti orizzontali;
- Sono ricentranti grazie alla loro conformazione sferica, il che garantisce che una volta terminato l'evento sismico il sistema d'isolamento e l'impalcato nella sua globalità presentino spostamenti residui nulli o assai ridotti in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nei confronti di ulteriori scosse sismiche;
- La loro rigidità orizzontale risulta proporzionale al carico assiale agente, il che comporta un sostanziale centraggio tra centro di rigidità e centro di massa con evidenti riduzioni di effetti torsionali;
- Sono realizzati con materiali innovativi e tecnicamente sofisticati che garantiscono, come confermato da diversi produttori, una vita utile stimabile in circa 75 anni;

- Sono realizzati con materiali altamente resistenti alle variazioni di temperatura e all'usura che comportano una certa stabilità del comportamento dinamico degli isolatori al variare dell'invecchiamento e della temperatura;
- Sono realizzati con materiali che presentano resistenza meccanica alla compressione notevolmente maggiore di quella presentata dal materiale PTFE e questo permette una riduzione di dimensioni.

Le pile sono previste a fusto unico aventi sezione di forma circolare di diametro pari a m 3.00, con altezze variabili da m 6.10 a 11.25 m. Queste sono collegate ai plinti di fondazione che presentano forma planimetrica circolare di diametro pari a 11.2 m e spessore pari a 2.0 m per le pile in alveo ed a pianta quadrata con lato di m 9.20 per le restanti pile in golena. Sulla sola pila P4 è prevista una fondazione su diaframmi con elementi aventi sezione caratteristica di m 2.50*0.60. I plinti in golena hanno 9 pali in c.a. trivellati realizzati in opera ad elica continua aventi diametro pari a 1.2 m e lunghezza totale variabile da 34 a 36 m.

Le spalle si prevedono come strutture di contenimento del rilevato stradale aventi altezza pari a 3.0 m dallo spiccatto della platea di fondazione e fondate su 6 pali in c.a. trivellati realizzati in opera ad elica continua aventi diametro pari a 1.2 m e lunghezza totale pari a 27.0 m.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Si farà riferimento alle Normative riportate nella relazione

PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si farà riferimento ai materiali ed alle classi di esposizione del calcestruzzo riportati nella relazione

PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01

4. INCIDENZA DELLE ARMATURE

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc								Incidenza kg/mq	
			Pali/Diaframmi	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapi ede su Spalla	Soletta (escluso predalles)		Carpenteria met Impalcato
A	VIADOTTI ACCIAIO/CLS											
C03-CPN01	Viadotto sul Secchia viab. C03	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	150	140	180		200	80	130			
C03-CPN01	Viadotto sul Secchia viab. C03	PILE su Pali (P1,P2,P3,P7,P8,P9,P10)	170	200	240	220	200					
C03-CPN02	Viadotto sul Secchia viab. C03	PILA su Pali in alveo (P5,P6)	220	270	280	220	200					
C03-CPN02	Viadotto sul Secchia viab. C03	PILA su diaframmi (P4)	200	180	210	220	201					
C03-CPN01	Viadotto sul Secchia viab. C03	IMPALCATO ACCIAIO									300	430

5. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

5.1. 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. 12.0.1 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 "SLU". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in fase finale e pertanto schematizza come impalcato il cassone metallico con soletta in c.a. collaborante soggetto ai carichi permanenti portati, al ritiro, alle variazioni termiche, ai possibili cedimenti vincolari di pile o spalle, ai carichi mobili ed al vento. Il modulo elastico E del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo. Tale modello prevede la situazione di massimo scalzamento prevedibile per le pile (massima erosione derivante dagli studi idraulici);
- Modello di calcolo "SLV". Il modello è finalizzato alla determinazione dello stato tensio-deformativo dell'opera in caso di evento sismico 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 ed al sisma. Il modulo elastico E del conglomerato cementizio è stato assegnato pari al 50% del modulo istantaneo. Tale modello, nei riguardi dello scalzamento delle pile causato dal fenomeno di erosione, prevede la situazione in esercizio e pertanto uno scalzamento minimo.

Per i modelli valgono i seguenti dettagli:

- L'impalcato è schematizzato con una serie di elementi "frames" che ne rappresentano la sezione e la suddivisione in conci;
- Per i conci in pila e i due conci adiacenti ad essi, nei modelli "SLU" e "SLV" si è ridotto il momento d'inerzia rispetto all'asse d'inerzia orizzontale per trascurare il contributo della soletta in c.a. ipotizzata fessurata in tali zone e si è invece inserita l'armatura metallica di soletta;

- Il vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è modellato rispettando la reale differenza di quota tra i nodi dovuta all'altezza dell'impalcato tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint constrains". Il vincolamento è modellato tramite due elementi di collegamento "link" di tipo elastico-lineare che schematizzano i due isolatori sismici a scorrimento con superficie curva (isolatori a pendolo ad attrito) i cui valori di rigidezza orizzontale e indice di smorzamento viscoso equivalente sono costanti per tutti i modelli realizzati e sono pari ai valori riportati al punto 5.4.
- Le pile sono schematizzate con elementi "frames" verticali alla cui sommità si collegano gli isolatori sismici tramite vincolamenti interni a corpo rigido denominati "joint constrains"; lo stesso dicasi per i il collegamento della base della pila con il plinto di fondazione. La sezione trasversale della pila è schematizzata come sezione circolare di diametro pari a m 3.
- Il plinto di fondazione è schematizzato tramite un elemento trave con sezione pari alle sue reali dimensioni. Alla base del plinto sono introdotti vincoli fissi.
- Le spalle sono vincolate con vincoli fissi

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

Concio N°	L (m)	Tipologia concio	L progr (m)	APP.	Luce
1	0.95	10	0.95	Sp.1	
1	7.05	10	8.00		
2	10.00	7	18.00		44.05
3	9.00	7	27.00		
4	12.00	9	39.00		
5	6.00	8	45.00	P. 1	
5	6.00	8	51.00		
6	12.00	9	63.00		50.20
7	14.20	7	77.20		
8	12.00	9	89.20		
9	6.00	8	95.20	P. 2	
9	6.00	8	101.20		
10	12.00	9	113.20		50.20
11	14.20	7	127.40		
12	12.00	9	139.40		
13	6.00	8	145.40	P. 3	
13	6.00	8	151.40		
14	12.00	9	163.40		50.20
15	14.20	7	177.60		



16	12.00	9	189.60		
17	6.00	5	195.60	P. 4	
17	6.00	5	201.60		
18	8.00	6	209.60		
19	12.00	3	221.60		61.75
20	9.75	7	231.35		
21	12.00	7	243.35		
22	8.00	6	251.35		
23	6.00	5	257.35	P. 5	
23	6.00	5	263.35		
24	8.00	6	271.35		
25	12.00	3	283.35		62.45
26	10.45	7	293.80		
27	12.00	3	305.80		
28	8.00	2	313.80		
29	6.00	1	319.80	P. 6	
29	6.00	1	325.80		
30	12.00	2	337.80		
31	12.00	3	349.80		
32	16.00	4	365.80		76.00
33	12.00	3	377.80		
34	12.00	2	389.80		
35	6.00	1	395.80	P. 7	
35	6.00	1	401.80		
36	14.90	9	416.70		
37	14.20	7	430.90		56.00
38	14.90	9	445.80		
39	6.00	8	451.80	P. 8	
39	6.00	8	457.80		
40	14.90	9	472.70		
41	14.20	7	486.90		56.00
42	14.90	9	501.80		
43	6.00	8	507.80	P. 9	
43	6.00	8	513.80		
44	14.90	9	528.70		
45	14.20	7	542.90		56.00
46	14.90	9	557.80		
47	6.00	8	563.80	P. 10	
47	6.00	8	569.80		
48	12.00	9	581.80		
49	9.00	7	590.80		44.05

50	10.00	7	600.80	
51	7.05	10	607.85	Sp. B
51	0.95	10	608.80	

FASE 1

| CONCIO |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |

TRAVE ACCIAIO

h trave (mm)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
Ali sup b (mm)	3000	2500	2000	2000	3000	2500	2000	3000	2500	2000
Ali sup h (mm)	100	70	40	30	80	60	30	60	50	30
Anime sp (mm)	40	30	20	20	35	30	20	35	30	30
Anime h (mm)	2850	2890	2930	2920	2880	2910	2930	2905	2920	2940
Ala inf b (mm)	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500
Ala inf b (mm)	50	40	30	50	40	30	40	35	30	30
Area (m ²)	0.639	0.4417	0.2736	0.3434	0.5208	0.3723	0.2986	0.4392	0.3476	0.2832
Peso (kg/m)	5016.2	3467.3	2147.8	2695.7	4088.3	2922.6	2344	3447.5	2728.7	2223.1
Ybar da bordo inf. trave (m)	165.69	147.44	119.89	79.47	165.74	155.03	90.72	156.79	145.12	110.67
Momento d'inerzia (m ⁴)	1.18	0.83	0.49	0.49	0.96	0.68	0.46	0.80	0.63	0.45
Mom. stat. estr. sup. anima (m ³)	0.39	0.26	0.14	0.13	0.31	0.21	0.12	0.25	0.19	0.11
Mom. stat. baricentro anima (m ³)	0.42	0.29	0.17	0.18	0.34	0.24	0.17	0.29	0.22	0.16
Mom. stat. estr. inf. anima (m ³)	0.37	0.26	0.16	0.17	0.29	0.21	0.16	0.24	0.19	0.15
A t (m ²)	0.24	0.18	0.12	0.12	0.21	0.18	0.12	0.21	0.18	0.18

FASE 2

| CONCIO |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |

TRAVE ACCIAIO

h trave (mm)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
Ali sup b (mm)	3000	2500	2000	2000	3000	2500	2000	3000	2500	2000
Ali sup h (mm)	100	70	40	30	80	60	30	60	50	30
Anime sp (mm)	40	30	20	20	35	30	20	35	30	30
Anime h (mm)	2850	2890	2930	2920	2880	2910	2930	2905	2920	2940
Ala inf b (mm)	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500
Ala inf b (mm)	50	40	30	50	40	30	40	35	30	30
Area (m ²)	0.8412	0.6452	0.4784	0.5482	0.723	0.5758	0.5034	0.6414	0.5511	0.488
Ybar da bordo inf. trave (m)	202.31	201.21	204.64	168.53	208.33	212.60	183.13	207.62	208.93	197.62
Momento d'inerzia (m ⁴)	1.54	1.24	0.95	1.22	1.30	1.03	1.09	1.17	1.02	0.96
Mom. stat. estr. sup. anima (m ³)	0.51	0.40	0.31	0.38	0.43	0.34	0.35	0.38	0.33	0.31

Mom. stat. baricentro anima (m ³)	0.53	0.42	0.31	0.40	0.44	0.35	0.36	0.40	0.34	0.32
Mom. stat. estr. inf. anima (m ³)	0.45	0.36	0.27	0.37	0.37	0.28	0.33	0.32	0.28	0.26
Mom. stat. Dim. connettori (m ³)	0.23	0.24	0.23	0.31	0.22	0.21	0.28	0.22	0.22	0.25
Mom. stat. Bar. Soletta (m ³)	0.13	0.13	0.13	0.17	0.13	0.12	0.15	0.13	0.13	0.14
Inerzia torsionale (m ⁴)	6.246	4.776	3.302	3.824	5.254	4.242	3.605	4.946	4.234	4.218
Σ I / s	236.07	308.74	446.57	385.57	280.64	347.57	409.07	298.14	348.24	349.57
Ω =	(7.5 + 4.5) * 3.20 / 2 = mq									19.20

FASE 3

| CONCIO |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |

TRAVE ACCIAIO

h trave (mm)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
Ali sup b (mm)	3000	2500	2000	2000	3000	2500	2000	3000	2500	2000
Ali sup h (mm)	100	70	40	30	80	60	30	60	50	30
Anime sp (mm)	40	30	20	20	35	30	20	35	30	30
Anime h (mm)	2850	2890	2930	2920	2880	2910	2930	2905	2920	2940
Ala inf b (mm)	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500	4500
Ala inf b (mm)	50	40	30	50	40	30	40	35	30	30
Area (m ²)	1.2456	1.0522	0.8881	0.9579	1.1274	0.9828	0.9131	1.0458	0.9581	0.8977
Ybar da bordo inf. trave (m)	239.88	246.36	256.85	232.38	247.68	256.22	243.56	250.32	255.24	252.48
Momento d' inerzia (m ⁴)	1.91	1.58	1.24	1.75	1.62	1.30	1.51	1.47	1.30	1.29
Mom. stat. estr. sup. anima (m ³)	0.64	0.52	0.41	0.56	0.54	0.44	0.49	0.49	0.44	0.43
Mom. stat. baricentro anima (m ³)	0.64	0.53	0.41	0.57	0.55	0.44	0.49	0.50	0.44	0.43
Mom. stat. estr. inf. anima (m ³)	0.53	0.44	0.34	0.52	0.44	0.34	0.43	0.39	0.34	0.34
Mom. stat. Dim. connettori (m ³)	0.47	0.44	0.37	0.53	0.43	0.38	0.46	0.41	0.38	0.40
Mom. stat. Bar. Soletta (m ³)	0.28	0.26	0.22	0.30	0.25	0.22	0.26	0.24	0.23	0.24
Inerzia torsionale (m ⁴)	6.310	4.813	3.320	3.848	5.299	4.272	3.626	4.986	4.263	4.247
Σ I / s	233.69	306.36	444.19	383.19	278.26	345.19	406.69	295.76	345.86	347.19
Ω =	(7.5 + 4.5) * 3.20 / 2 = mq									19.20

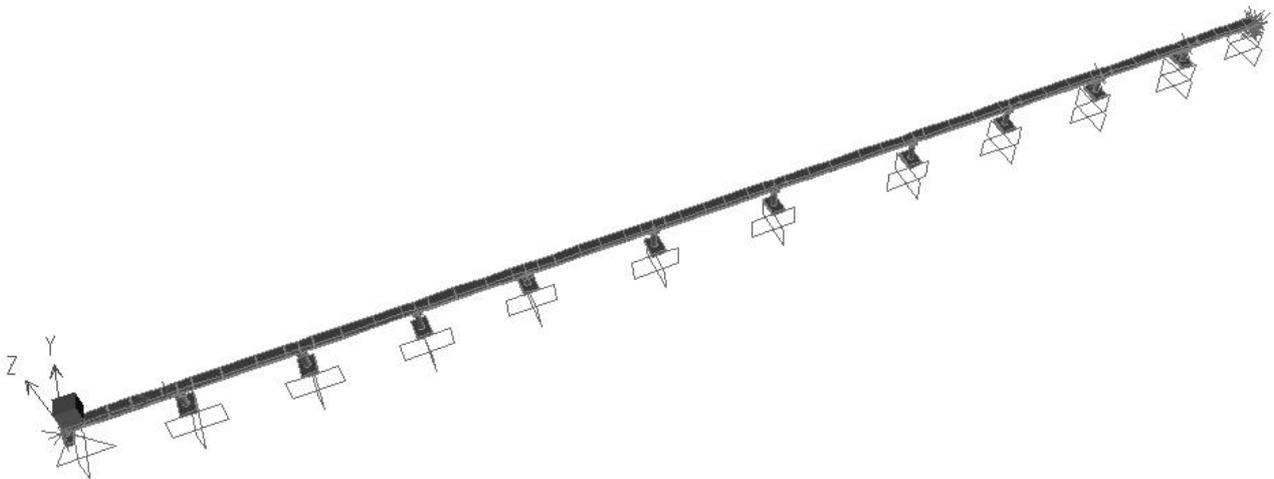
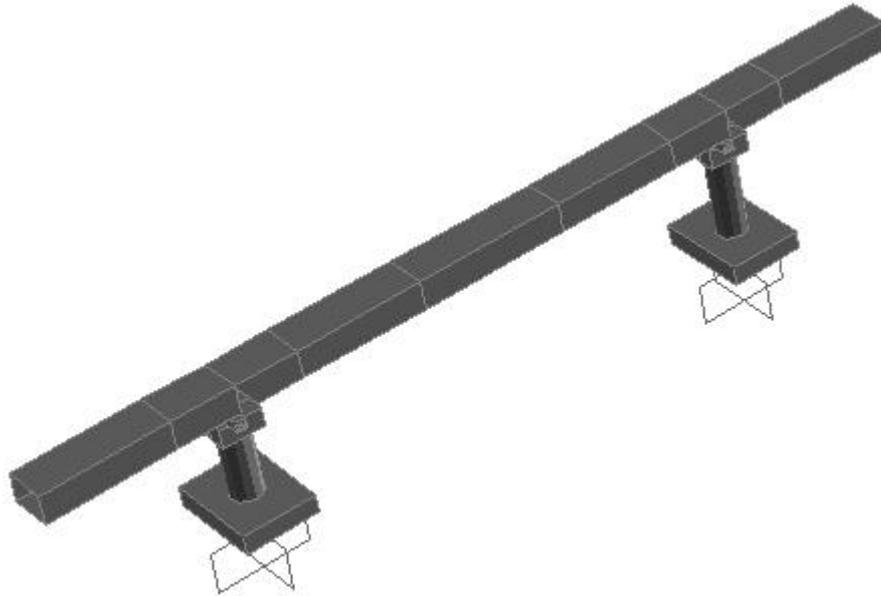


FIGURA 5-1: IMMAGINE DEL MODELLO DI CALCOLO "SLV"

5.2. CARICHI

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

5.2.1. 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 che agisce sui singoli elementi asta. Per tenere in conto della presenza degli irrigidimenti sia trasversali che longitudinali e dei trasversi posti ad interasse variabile tra 4 e 4.5 m, il peso degli elementi in acciaio sarà incrementato del 20 %.

5.2.2. 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 $0.35 * 11.30 * 25 = 100$ KN/m.

Nel modello "SLU" e "SLV" è stato assegnato il peso proprio della pavimentazione stradale, dei cordoli di impalcato, dei guard-rail, della veletta laterale, delle strutture leggere reggi-impianti, per un totale pari a 55 KN/m.

Pavimentazione :	$0.12 * 9.90 * 22$ KN/mc	= 26.2 kN/m
Cordoli impalcato :	$2 * 0.7 * 0.1 * 25$ kN/mc	= 3.5 kN/m
Guard – rail :	$2 * 4.0$ kN/m	= 8.0 kN/m
Velette laterali :	$2 * 0.6 * 0.06 * 25$ kN/mc	= 1.8 kN/m
Elementi metallici di sostegno :	$2 * 4.0$ kN/m	= 8.0 kN/m
Strutture per impianti :	$2 * 3$ kN/m	= 6.0 kN/m

5.2.3. 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%;
- $f_{ck} = 28$ MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.00424$

- $h_0 = 2 \cdot (16.75 \cdot 0.35) / (16.75 + 2 \cdot 0.35) = 672 \text{ mm};$
- $k_h = 0.7;$
- $\varepsilon_{cd,\infty} = -0.002968$
- $\varepsilon_{ca,\infty} = -0.00055$
- $\varepsilon_{cs,\infty} = -0.003518$

Ipotizzando l'utilizzo di agenti antiritiro nella miscela di confezionamento del conglomerato cementizio della soletta, è ragionevole adottare un valore di progetto non superiore al 50% di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\varepsilon_{csd,\infty} = -0.00176$$

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:

$$\varepsilon_{cs,c,\infty} = -0.00176 / 3 \cdot 2 = -0.001173.$$

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).

5.2.4. Distorsioni - variazioni termiche (TMP, TMN)

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al punto 3.5.4 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_{MAX} = 45 \text{ °C};$

- $T_{MIN} = -15 \text{ °C}$;
- $T_0 = 15 \text{ °C}$;
- $\Delta T_{IRR} = + 42 \text{ °C}$ (estradosso soletta)

Assumendo tali valori si ottengono le seguenti situazioni:

- Massima temperatura estradosso soletta estate: 87 °C ;
- Massima temperatura intradosso impalcato estate: 45 °C ;
- Minima temperatura inverno: -15 °C .

Dalle precedenti situazioni di temperatura si ottengono le seguenti variazioni termiche assegnate nei modelli di calcolo:

- Variazione termica POSITIVA.

$$\Delta T_u = 51 \text{ °C};$$

$$\Delta T_{Mz} = +/- 21 \text{ °C} \text{ (positivo in estradosso e negativo in intradosso);}$$

- Variazione termica NEGATIVA.

$$\Delta T_u = -30 \text{ °C};$$

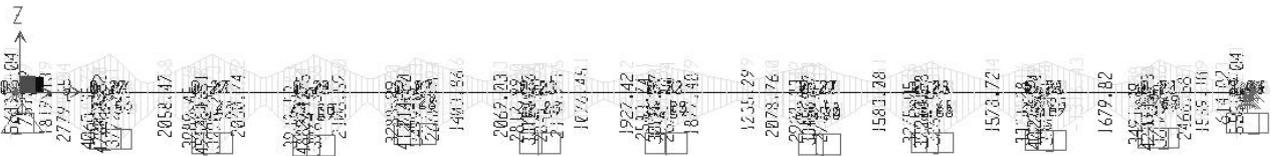
5.2.5. Distorsioni - cedimenti vincolari (CS)

Vengono presi in conto cedimenti pari ad $1 / 3000$ della luce media fra due campate adiacenti. Si considerano in sicurezza, sia sulle spalle che sulle pile cedimenti differenziali pari a 25 mm.

Campata	L (m)	Ced (mm)	
1	44.05	14.7	SP. A
2	50.20	15.7	P1
3	50.20	16.7	P2
4	50.20	16.7	P3
5	61.75	18.7	P4
6	62.45	20.7	P5
7	76.00	23.1	P6
8	56.00	22.0	P7
9	56.00	18.7	P8
10	56.00	18.7	P9
11	44.05	16.7	P10

14.7 SP. B

I diagrammi ottenuti sono risultati essere :



MOMENTO FLETTENTE (circa 4000 kNm)



AZIONE TAGLIANTE (circa 160 kN)

5.2.6. Azioni parassite dei vincoli (AP)

In base a quanto esposto al punto 1, 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 rigidità crescente all'aumentare dell'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.

5.2.7. Carichi mobili (ML)

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

General Vehicle Data

Vehicle name: 1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.000E-03		27.	Zero Width		300.	One Point	
Fixed Length	1.2		27.	Zero Width		300.	One Point	
Trailing Load	Infinite		27.	Zero Width			One Point	

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

General Vehicle Data

Vehicle name: 2 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.000E-03		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width			One Point	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

General Vehicle Data

Vehicle name: 3 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None
 Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.000E-03		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width			One Point	

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

General Vehicle Data

Vehicle name: 4 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
Uniform: None Modify/Show...

Loads

Load	Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite			1.25	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite			1.25	Zero Width		0.	One Point	

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Straddle Reduction Factor:

OK Cancel

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

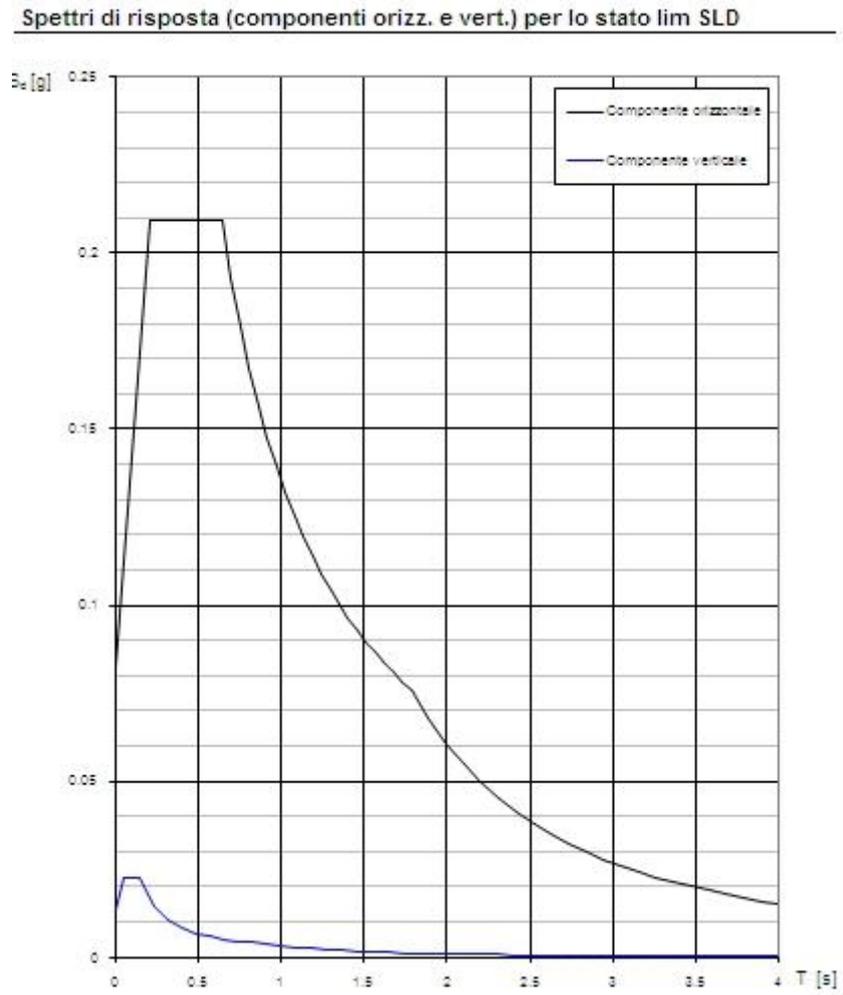
L'opera è prevista munita di sistema di protezione sismica costituito da isolatori a scorrimento a superficie curva (Friction Pendulum Isolators), inquadrabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08 (si veda per maggiori informazioni il punto 1). Tale sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente secondo le indicazioni del punto 7.10.5.2 delle NTC08; pertanto si è adottata l'analisi lineare dinamica (analisi con spettro di risposta) come metodologia di analisi sismica.

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

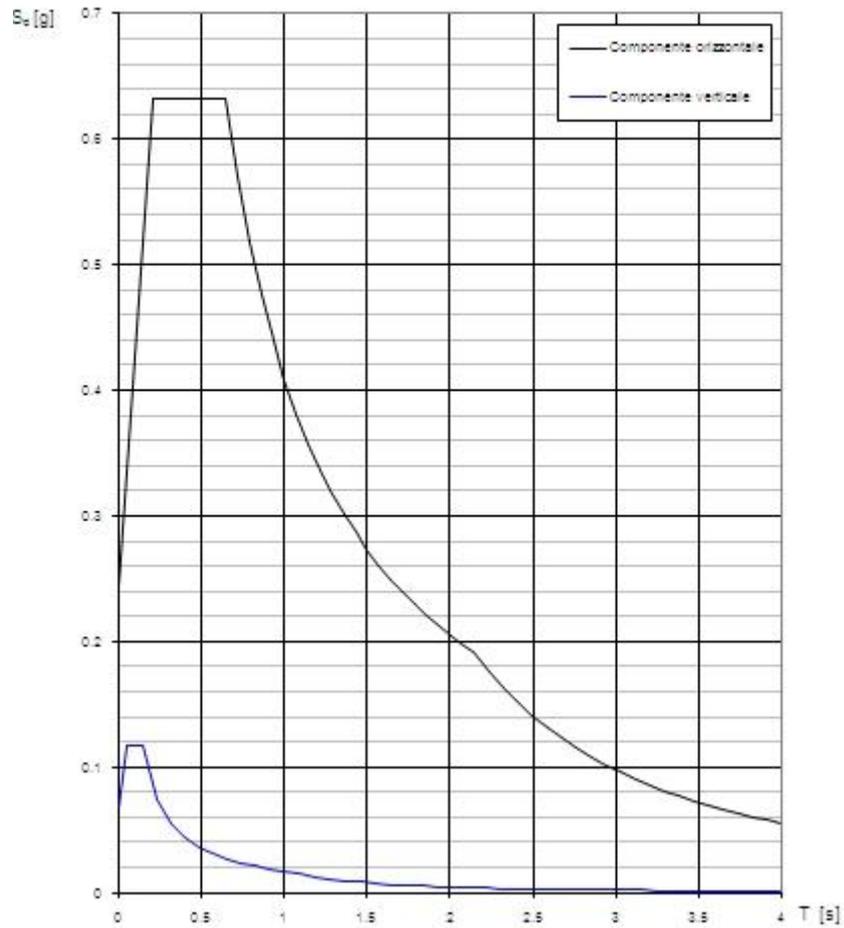
- Longitudine: 10.982°;
- Latitudine: 44.905°
- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: II → $C_u = 1.0$;
- Stato Limite: SLD, SLV, SLC;
- Categoria di sottosuolo: D;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura: $q = 1$ (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);

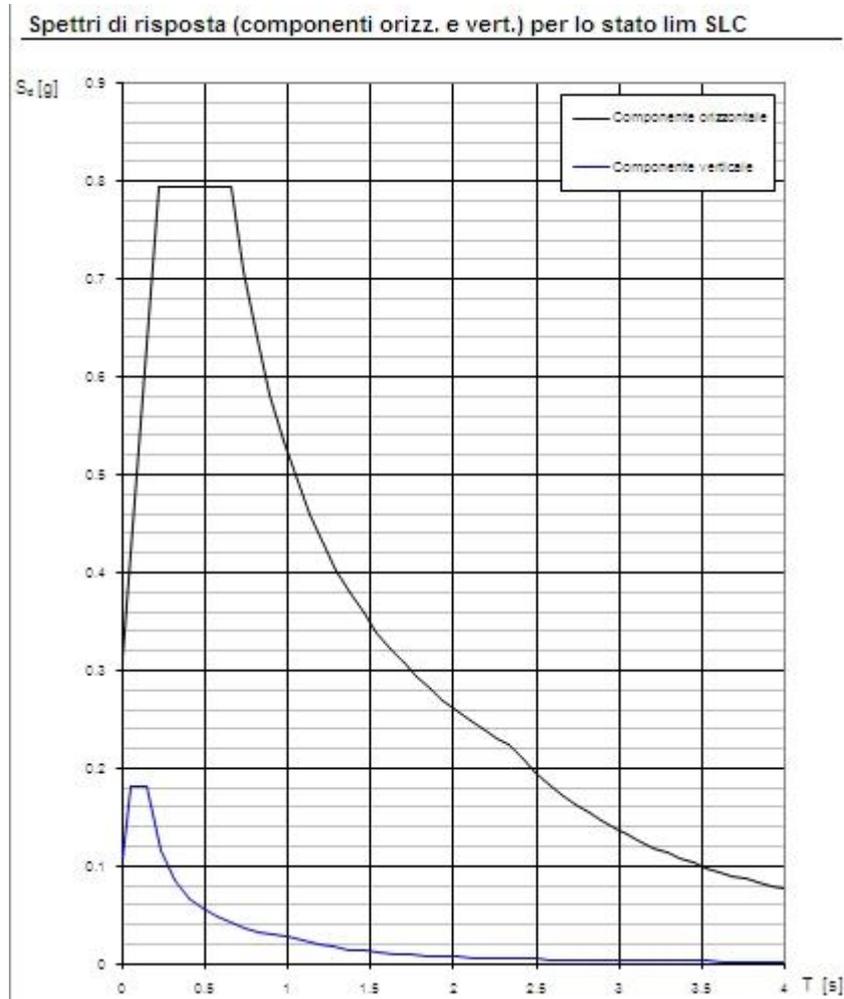
- Indice di smorzamento viscoso equivalente: $\xi = 0.05$ (si veda il punto 5.4).

Si ottengono i parametri riassunti nella schermata seguente.



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV





5.3. 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_3	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_3	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

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

5.4. TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTE

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

PP	peso proprio strutturale (calcestruzzo + acciaio con incremento 20%);
SP	permanente portato;
ML	carichi mobili
RT	ritiro
TMP, TMN	variazione termica differenziale
CS	cedimento dei vincoli

I coefficienti utilizzati per massimizzare le sollecitazioni sono i seguenti:

Simbologia	Descrizione	Coeff. γ
PP	Pesi propri	1.35
SP	Carichi permanenti portati	1.5
ML	Azioni variabili da traffico	1.35
RT	Ritiro	1.2
TMP, TMN	Termica	0.6 x 1.20
CS	Cedimenti vincolari	1.2

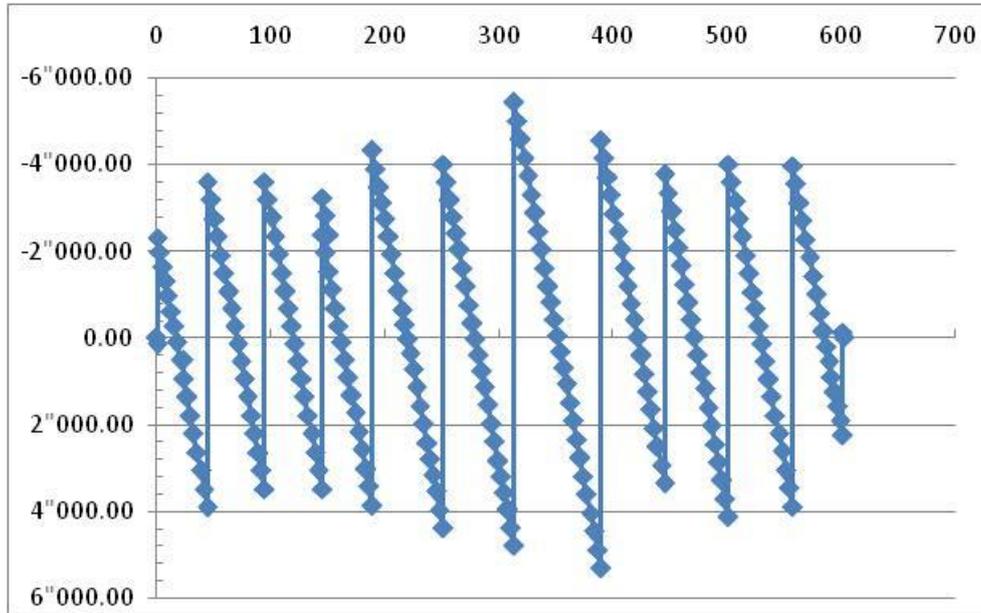
Per quanto attiene alle analisi in condizione sismica è opportuno approfondire tramite le seguenti informazioni. Il sistema di isolamento previsto è modellabile come "lineare equivalente" ai sensi del punto 7.10.5.2 delle NTC08 e presenta le caratteristiche dinamiche, ai fini del calcolo, di seguito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

ISOLATORI SINGOLI PILA			ISOLATORE UNICO SPALLA		
Raggio curvatura R	4000	mm	Raggio curvatura R	4000	mm
Coefficiente attrito dinamico μ	0.03	-	Coefficiente attrito dinamico μ	0.03	-
Spostamento SLC X	350	mm	Spostamento SLC X	350	mm
Azione assiale N	9200	KN	Azione assiale N	7700	KN
K_{esi}	3088.6	KN/m	K_e	2585.0	KN/m
ξ_{esi}	0.163	-	ξ_e	0.163	-

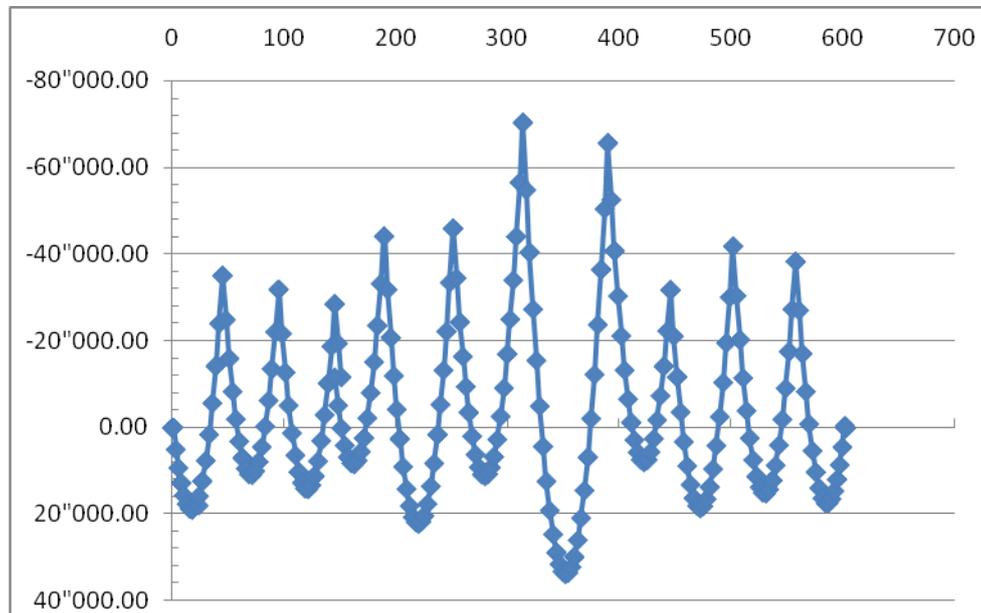
Le analisi svolte sono di tipo "dinamiche lineari" con spettro di risposta e la riduzione delle forme spettrali in funzione di ξ_{esi} è stata considerata direttamente dal programma di calcolo utilizzato per i primi modi di vibrare orizzontali; per i modi rimanenti si sono considerati gli spettri di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

5.5. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

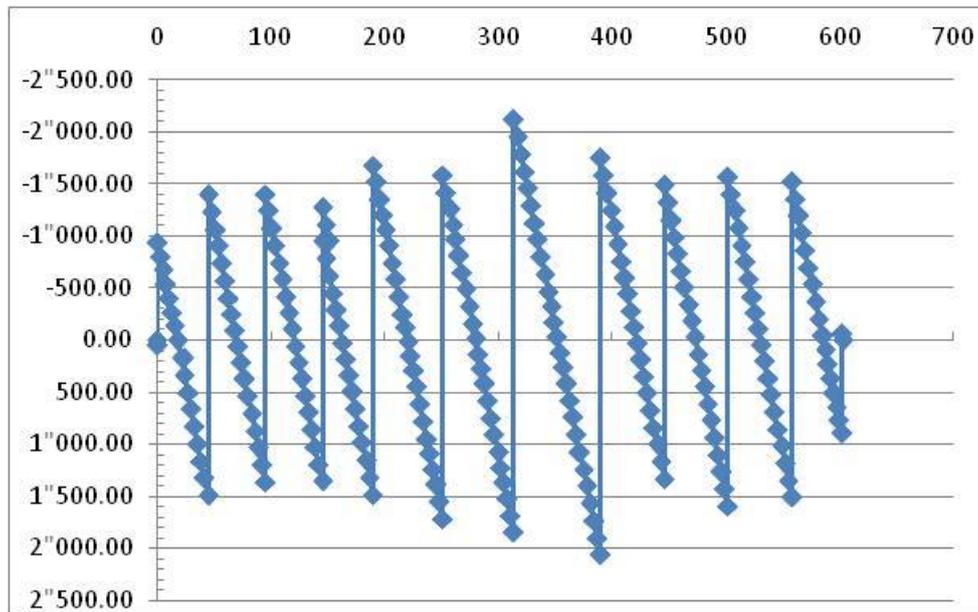
In quanto segue si riportano le Figure estratte dal programma di calcolo SAP2000 che mostrano l'andamento delle sollecitazioni principali nell'impalcato in riferimento ai vari casi di analisi indagate.



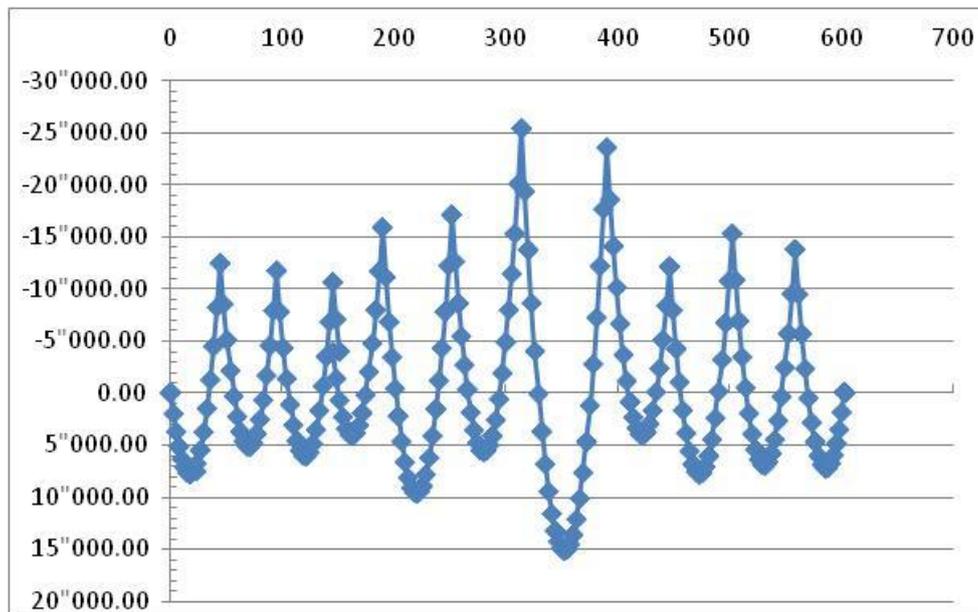
TAGLIO – Fase 1



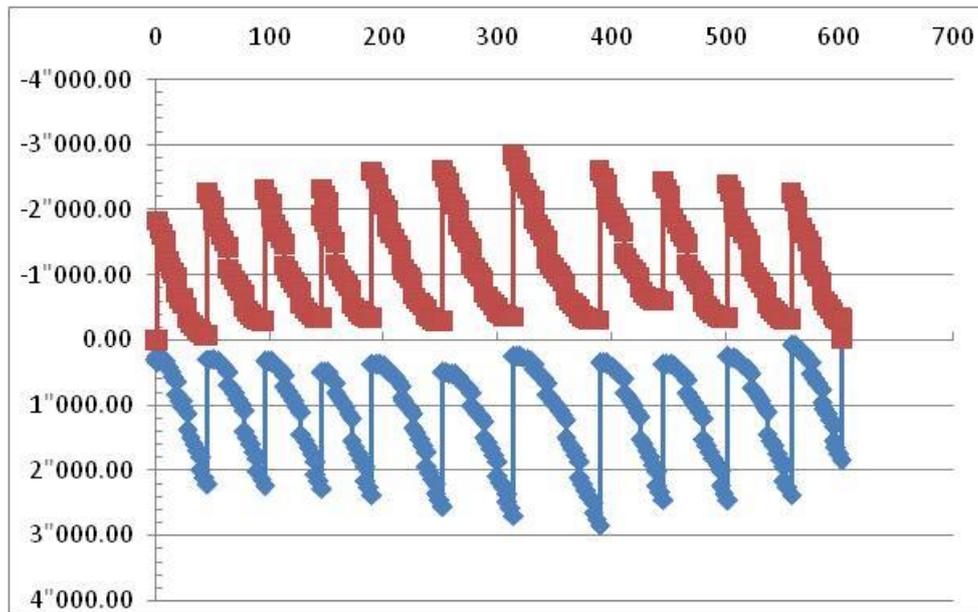
FLESSIONE – Fase 1



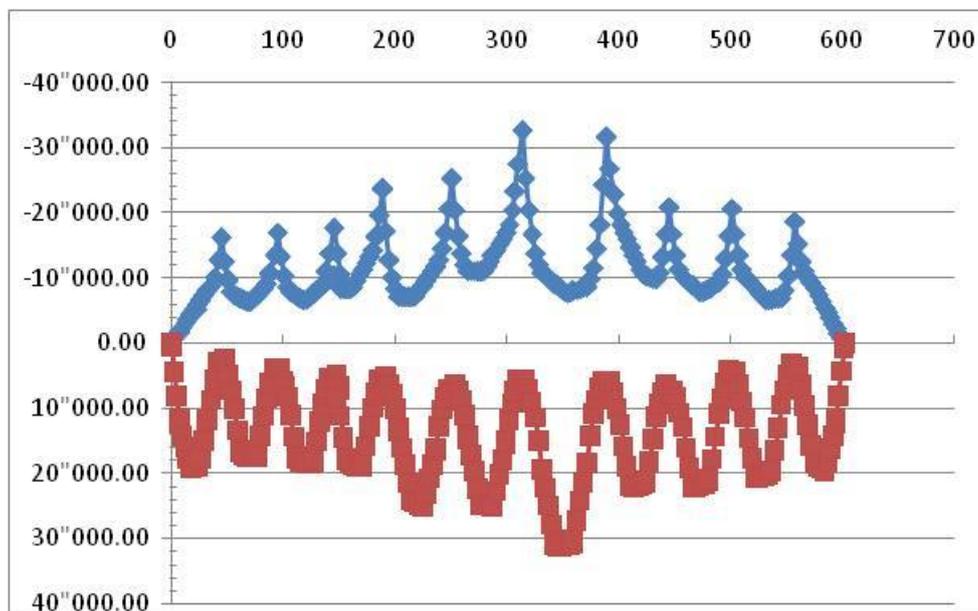
TAGLIO – Fase 2



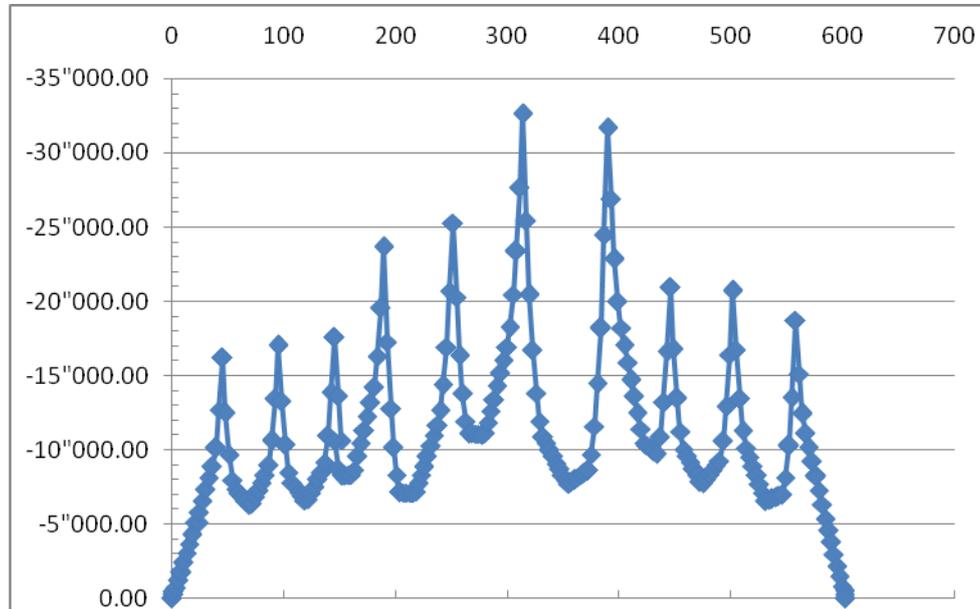
FLESSIONE – Fase 2



TAGLIO – Fase 3



FLESSIONE – Fase 3



TORSIONE – Fase 3

5.6. 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 con il metodo indiretto tabellare di cui alla C.M. n.617 del 020/2/2009 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).

5.7. DIMENSIONAMENTO SOLETTA D'IMPALCATO

Il dimensionamento della soletta di impalcato verrà eseguito mediante un apposito modello agli elementi finiti realizzato con SAP2000 Advanced v.12.0.1, 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

5.8. DIMENSIONAMENTO CASSONE METALLICO

5.8.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

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

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

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

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

In seguito si riportano le Tabelle inerenti i calcoli svolti per la sezioni in asse pila, per la sezione di passaggio dal concio in asse pila al concio "intermedio" e per la sezione in campata maggiormente sollecitata. Valgono le seguenti indicazioni:

- P, V2, T e M3 indicano rispettivamente l'azione assiale (positiva se di trazione), il taglio verticale, il momento torcente e il momento flettente agente attorno all'asse d'inerzia orizzontale;
- Si riportano le sollecitazioni per l'unica combinazione di carico "ENV-SLU/SLV" definita come l'involuppo tra tutte le combinazioni di carico allo SLU e allo SLV;

- $w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, A_{inf}, A_{sup}$ 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 P6

SOLLECITAZIONI ESTERNE			
FASE 1	(Acciaio + getto soletta)		
M1 =	-5464.10 tm	T1 =	618.15 t
FASE 2	(Sovraccarichi permanenti)		
M2 =	-6024.10 tm	T2 =	267.63 t
FASE 3	(Sovraccarichi accidentali)		
M3 =	-2767.08 tm	T3 =	503.85 t
FASE 4	(Ritiro soletta)		
M4 =	-2400.00 tm	T4 =	0.00 t
	N rit =	500.00 t	

TENSIONI RISULTANTI	[MPa]	((+)) TRAZIONI
** Tensioni normali **		
S cs =		Soletta in cls. - lembo superiore
S a1 =		Armatura long. - 1 °
		strato
S a2 =		Armatura long. - 2 °
		strato
S ci =		Soletta in cls. - lembo

		inferiore
S as	=	Trave in acciaio - lembo superiore
S ai	=	Trave in acciaio - lembo inferiore
** Tensioni taglienti **		
T ca	=	Soletta in cls. - baricentro soletta
T ay	=	Trave in acciaio - baricentro sez.
** Tensioni ideali **		
S id,s	=	Anima trave acciaio - lembo sup.
S id,i	=	Anima trave acciaio - lembo inf.

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3	Ritiro FASE 4	FASE FIN.
S cs						
S a1		76.65	35.21	111.86	233.70	345.55
S a2		68.35	31.40	99.75	231.40	331.15
S ci						
S as	62.08	62.98	28.93	153.99	9.85	163.84
S ai	-76.59	-83.46	-38.33	-198.38	-30.62	-229.00
S a,s	57.46	58.10	26.69	142.25	8.50	150.75
S a,i	-74.28	-81.02	-37.21	-192.51	-29.94	-222.45
T ca						
T ay	54.76	23.54	44.31	122.61	0.00	122.61
S id,s	104.97	69.48	76.55	250.99	8.50	259.49
S id,i	111.49	88.49	76.65	276.64	30.62	307.25

<300

<300

Sezione in asse pila P5

SOLLECITAZIONI ESTERNE	
FASE 1	(Acciaio + getto soletta)
M1 =	-3293.73 tm T1 = 427.91 t
FASE 2	(Sovraccarichi permanenti)
M2 =	-3853.73 tm T2 = 188.18 t
FASE 3	(Sovraccarichi accidentali)
M3 =	-2215.58 tm T3 = 440.81 t
FASE 4	(Ritiro soletta)
M4 =	-2400.00 tm T4 = 0.00 t
	N rit = 500.00 t

TENSIONI RISULTANTI	[MPa]	((+)) TRAZIONI
** Tensioni normali **		
S cs =	Soletta in cls. - lembo superiore	
S a1 =	strato	
S a2 =	strato	
S ci =	Soletta in cls. - lembo inferiore	

S as =	Trave in acciaio - lembo superiore
S ai =	Trave in acciaio - lembo inferiore
** Tensioni taglienti **	
T ca =	Soletta in cls. - baricentro soletta
T ay =	Trave in acciaio - baricentro sez.
** Tensioni ideali **	
S id,s =	Anima trave acciaio - lembo sup.
S id,i =	Anima trave acciaio - lembo inf.

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3	Ritiro FASE 4	FASE FIN.
S cs						
S a1		59.20	34.03	93.23	236.53	329.77
S a2		52.74	30.32	83.06	233.74	316.80
S ci						
S as	45.93	48.56	27.92	122.41	11.85	134.26
S ai	-56.70	-65.40	-37.60	-159.71	-37.55	-197.26
S a,s	43.19	45.52	26.17	114.89	10.54	125.42
S a,i	-55.33	-63.88	-36.73	-155.94	-36.90	-192.84
T ca						
T ay	43.24	18.86	44.17	106.27	0.00	106.27
S id,s	81.20	54.71	75.77	211.68	10.54	222.22
S id,i	85.23	69.80	75.42	230.44	37.55	267.99

<300
<300

Sezione in asse pila P9

SOLLECITAZIONI ESTERNE	
FASE 1	(Acciaio + getto soletta)
M1 =	-2744.46 tm T1 = 427.68 t
FASE 2	(Sovraccarichi permanenti)
M2 =	-3304.46 tm T2 = 185.54 t
FASE 3	(Sovraccarichi accidentali)
M3 =	-1819.81 tm T3 = 389.92 t
FASE 4	(Ritiro soletta)
M4 =	-2400.00 tm T4 = 0.00 t
	N rit = 500.00 t

TENSIONI RISULTANTI	[MPa]	((+)) TRAZIONI
** Tensioni normali **		
S cs =	Soletta in cls. - lembo superiore	
S a1 =	Armatura long. - 1 °	
S a2 =	strato	
S ci =	Armatura long. - 2 °	
S as =	strato	
	Soletta in cls. - lembo inferiore	
	Trave in acciaio - lembo superiore	

** Tensioni taglienti **	S ai =	Trave in acciaio - lembo inferiore
	T ca =	Soletta in cls. - baricentro soletta
** Tensioni ideali **	T ay =	Trave in acciaio - baricentro sez.
	S id,s =	Anima trave acciaio - lembo sup. Anima trave acciaio - lembo inf.
	S id,i =	

	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3	Ritiro FASE 4	FASE FIN.
S cs						
S a1		62.56	34.45	97.01	240.18	337.19
S a2		56.04	30.86	86.91	236.96	323.87
S ci						
S as	48.84	51.83	28.54	129.21	14.80	144.01
S ai	-53.48	-63.17	-34.79	-151.44	-42.06	-193.50
S a,s	46.80	49.53	27.28	123.60	13.66	137.26
S a,i	-52.28	-61.83	-34.05	-148.16	-41.40	-189.56
T ca						
T ay	43.33	18.59	39.07	100.99	0.00	100.99
S id,s	81.22	57.44	66.94	205.60	13.66	219.26
S id,i	82.82	67.61	66.81	217.24	42.06	259.30

<300

<300

Mezzeria campata P6-P7

SOLLECITAZIONI ESTERNE	
FASE 1 (Acciaio + getto soletta)	
M1 = 4560.41 tm	T1 = 8.38 t
FASE 2 (Sovraccarichi permanenti)	
M2 = 2279.73 tm	T2 = 3.63 t
FASE 3 (Sovraccarichi accidentali)	
M3 = 4611.85 tm	T3 = 195.39 t
FASE 4 (Ritiro soletta)	
M4 = 0.00 tm	T4 = 0.00 t (val.iperst.)
N rit = 500.00 t	

TENSIONI RISULTANTI	[MPa]	((+)) TRAZIONI
** Tensioni normali **		
S cs =		Soletta in cls. - lembo superiore
S a1 =		Armatura long. - 1 ° strato
S a2 =		Armatura long. - 2 ° strato
S ci =		Soletta in cls. - lembo inferiore
S as =		Trave in acciaio - lembo superiore
S ai =		Trave in acciaio - lembo inferiore
** Tensioni taglienti **		
T ca =		Soletta in cls. - baricentro soletta
T ay =		Trave in acciaio - baricentro sez.
** Tensioni ideali **		
S id,s =		Anima trave acciaio - lembo sup.

S id,i = Anima trave acciaio - lembo inf.

	Ritiro					FASE FIN.
	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3	FASE 4	
S cs		-4.56	-1.39	-5.95	0.35	-5.60
S a1		-27.47	-24.43	-51.90	7.02	-44.88
S a2		-24.43	-19.99	-44.42	7.97	-36.44
S ci		-3.57	-0.91	-4.47	0.45	-4.02
S as	-204.17	-22.46	-17.12	-243.75	-15.82	-259.57
S ai	73.58	31.25	61.17	165.99	1.06	167.06
S a,s	-201.40	-21.92	-16.34	-239.65	-15.65	-255.30
S a,i	68.95	30.35	59.86	159.16	0.78	159.95
T ca		0.00	0.03	0.03	0.00	0.03
T ay	1.52	0.82	31.75	34.09	0.00	34.09
S id,s	201.40	21.95	57.01	280.36	15.65	296.01
S id,i	69.00	30.37	77.97	177.34	0.78	178.12

<300

<300

Mezzeria campata P4-P5

SOLLECITAZIONI ESTERNE	
FASE 1	(Acciaio + getto soletta)
M1 =	2745.07 tm T1 = 96.72 t
FASE 2	(Sovraccarichi permanenti)
M2 =	1343.13 tm T2 = 43.14 t
FASE 3	(Sovraccarichi accidentali)
M3 =	3386.29 tm T3 = 183.61 t
FASE 4	(Ritiro soletta)
M4 =	0.00 tm T4 = 0.00 t (val.iperst.)
N rit = 500.00 t	
TENSIONI RISULTANTI [MPa] TRAZIONI ((+))	

** Tensioni normali **
S cs = Soletta in cls. - lembo superiore
S a1 = Armatura long. - 1 ° strato
S a2 = Armatura long. - 2 ° strato
S ci = Soletta in cls. - lembo inferiore
S as = Trave in acciaio - lembo superiore
S ai = Trave in acciaio - lembo inferiore
** Tensioni taglienti **
T ca = Soletta in cls. - baricentro soletta
T ay = Trave in acciaio - baricentro sez.
** Tensioni ideali **
S id,s = Anima trave acciaio - lembo sup.
S id,i = Anima trave acciaio - lembo inf.

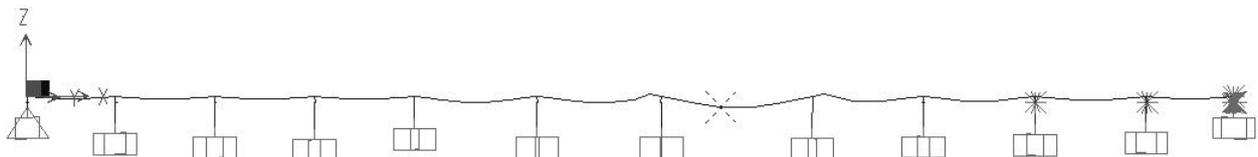
	Ritiro					FASE FIN.
	FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 1+2+3	FASE 4	
S cs		-2.75	-1.06	-3.81	0.35	-3.46

S a1		-16.48	-18.41	-34.89	7.00	-27.88	
S a2		-14.46	-14.62	-29.08	7.97	-21.11	
S ci		-2.09	-0.64	-2.73	0.46	-2.28	
S as	-123.92	-13.16	-12.17	-149.24	-15.81	-165.06	<300
S ai	53.72	22.41	54.70	130.83	1.24	132.07	<300
S a,s	-122.14	-12.80	-11.50	-146.44	-15.64	-162.08	
S a,i	51.35	21.94	53.81	127.09	1.02	128.11	
T ca		0.01	0.03	0.03	0.00	0.03	
T ay	17.44	9.45	30.00	56.89	0.00	56.89	
S id,s	124.20	17.44	52.94	194.58	15.64	210.23	
S id,i	58.90	24.58	70.70	154.19	1.02	155.20	

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.

5.8.2. Verifiche di deformabilità – SLE

Ai fini della deformabilità si è determinato il massimo abbassamento dell'impalcato causato dai carichi mobili e si è rapportato al valore di L/800 considerato accettabile per la tipologia di opera in oggetto.



Il massimo spostamento nella campata di luce massima è pari a circa 89 mm, pertanto:

$$v_{\max} = 89 \text{ mm} \cong L/850 < L/800.$$

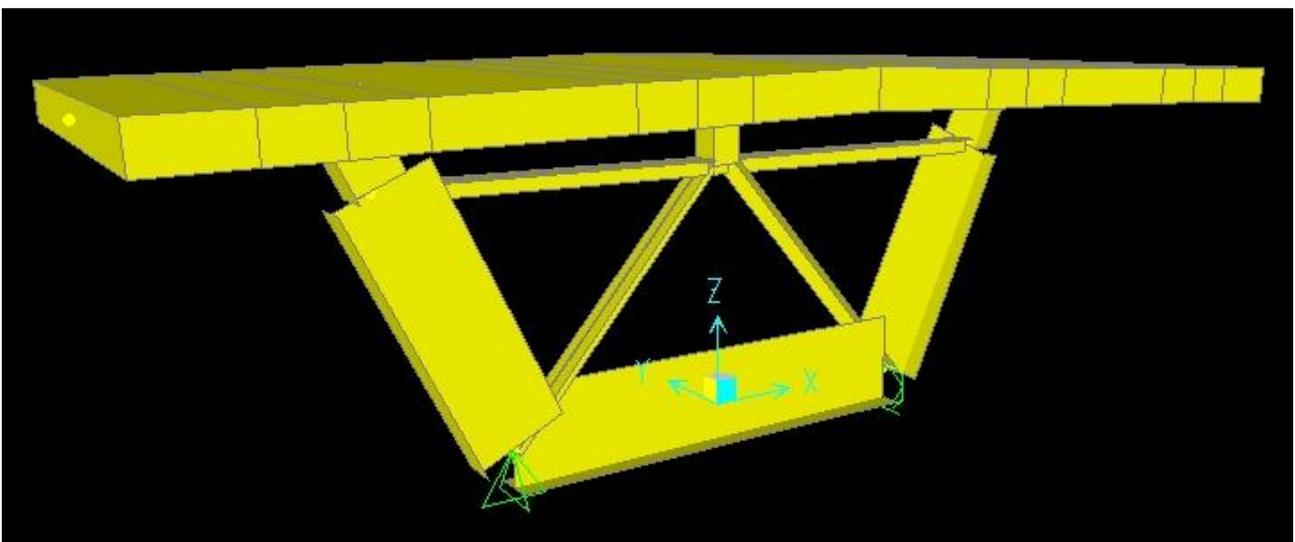
5.9. DIMENSIONAMENTO CONTROVENTAMENTI TRASVERSALI

5.9.1. Modello di calcolo

Il traverso è modellato con elementi tipo frames ed è costituito dalle seguenti aste:

- Porzione di soletta superiore $b = 4500 \text{ mm}$, $h = 350 \text{ mm}$ (essendo 3.50 m l'interasse tra due traversi consecutivi);
- Aste di parete (diagonali e traverso intermedio) costituiti da profili ad L accoppiati;
- Nervature d'anima costituite da un piatto a sezione variabile $(500 \times 15) \div (900 \times 15)$ e dalle relative porzioni d'anima considerabili come collaboranti con la nervatura (larghezza d'anima collaborante su ciascun lato della nervatura: $15 \cdot \varepsilon \cdot t_a = 15 \times 0.81 \times 16 \text{ mm} = 194 \text{ mm}$, approssimata a 190 mm);
- Nervatura della flangia inferiore costituita da un piatto 900×15 e dalle relative porzioni di flangia considerabili come collaboranti (larghezza collaborante da ciascun lato della nervatura: $15 \cdot \varepsilon \cdot t_a = 15 \times 0.81 \times 35 \text{ mm} = 425 \text{ mm}$).

Il sistema di vincolamento esterno è costituito da una cerniera ed un carrello trascurando i modesti effetti conseguenti alle rigidità traslazionali dei vincoli effettivi (isolatori frizionali). Le figure che seguono riportano la vista solida del modello di calcolo e le geometrie delle sezioni delle aste implementate nel modello.



Tee Section

Section Name: Anima 1
Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...
Property Modifiers: Set Modifiers...
Material: + A992Fy50

Dimensions:

Outside stem (t3)	0.516
Outside flange (t2)	0.395
Flange thickness (tf)	0.016
Stem thickness (tw)	0.02

Display Color:

OK Cancel

Tee Section

Section Name: Anima 2
Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...
Property Modifiers: Set Modifiers...
Material: + A992Fy50

Dimensions:

Outside stem (t3)	0.916
Outside flange (t2)	0.395
Flange thickness (tf)	0.016
Stem thickness (tw)	0.02

Display Color:

OK Cancel

Tee Section

Section Name: Flangia
Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...
Property Modifiers: Set Modifiers...
Material: + A992Fy50

Dimensions:

Outside stem (t3)	0.916
Outside flange (t2)	0.865
Flange thickness (tf)	0.035
Stem thickness (tw)	0.02

Display Color:

OK Cancel

Double Angle Section

Section Name: 2L150x15/20/
Section Notes: Modify/Show Notes...

Extract Data from Section Property File:
Open File... c:\programmi\computers and structures\sap2000 Import...

Properties: Section Properties...
Property Modifiers: Set Modifiers...
Material: + A992Fy50

Dimensions:

Outside depth (t3)	0.15
Outside width (t2)	0.32
Horizontal leg thickness (tf)	0.015
Vertical leg thickness (tw)	0.015
Back to back distance (dis)	0.02

Display Color:

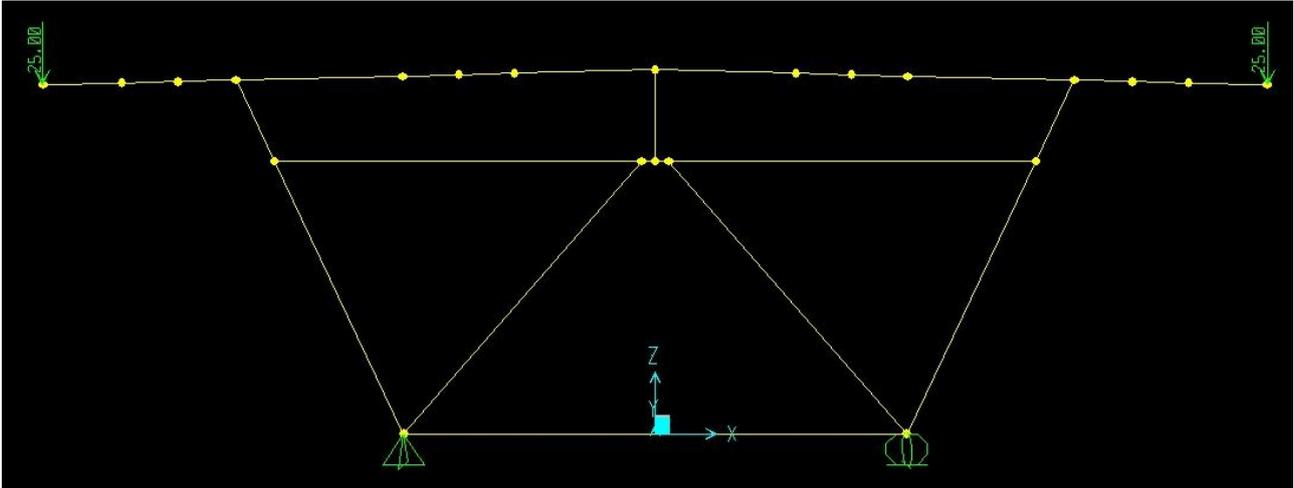
OK Cancel

I carichi in gioco sono i seguenti:

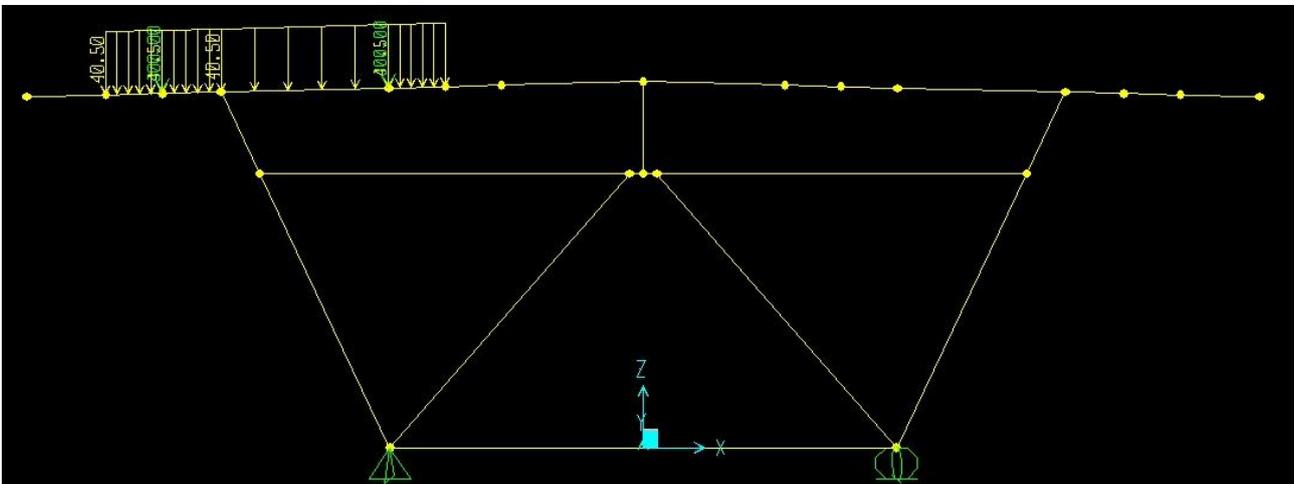
- Dead = peso proprio del sistema (calcolato automaticamente dal programma);
- Permanenti = Barriera fonoassorbente + Guardrail + Impianti + Cordoli + Pavimentazione stradale;
- Test, Tinv, ritiro = coazioni;
- Carichi mobili.

I carichi mobili sono stati applicati come carichi nelle posizioni più sfavorevoli, introducendo sia carichi concentrati che distribuiti.

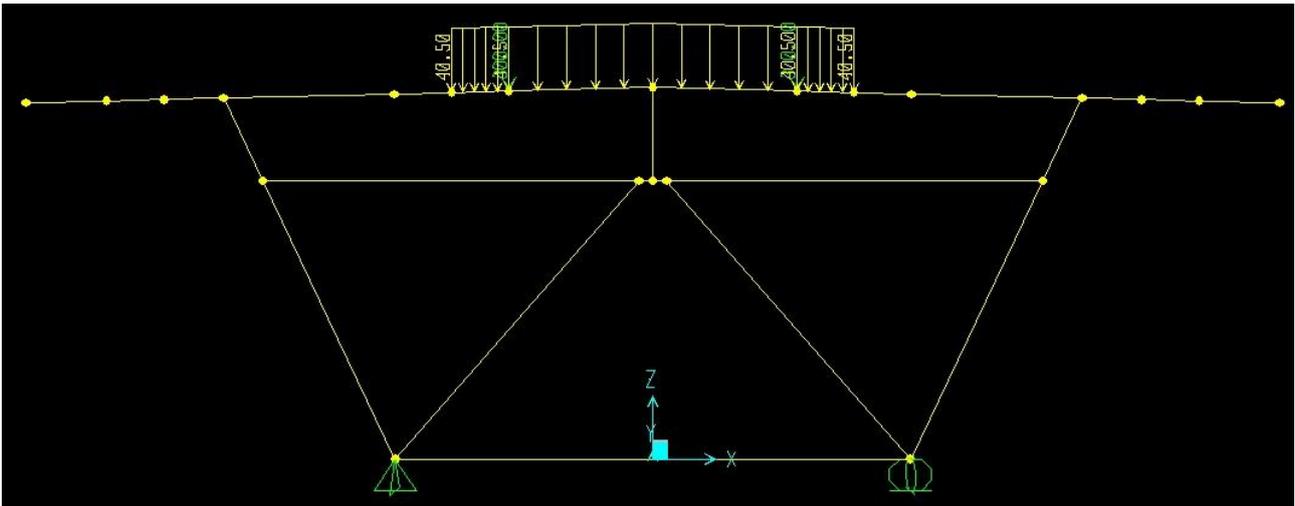
CARICHI SU BORDO PONTE



CORSIA ESTERNA PIU' CARICATA



CORSIA CENTRALE PIU' CARICATA



5.9.2. Risultati delle analisi e verifiche di resistenza

Le figure che seguono riportano i diagrammi di involucro (ENV SLU) delle sollecitazioni (M, V, N) ottenute per le aste metalliche costituenti il traverso.





Il programma di calcolo è in grado di fornire i valori di tensione normale conseguenti ad $M+N$: $\sigma=M/W+N/A$ (dove W è il modulo di resistenza elastico ed A l'area della sezione). Le figure che seguono riportano le verifiche degli elementi.

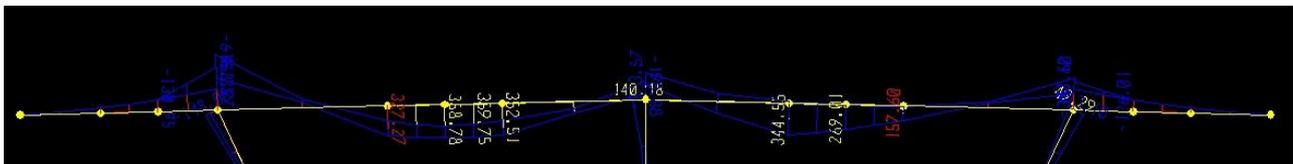
Controvento Inclinato

Steel Stress Check Data AISC-ASD89									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	P	M33	M22	U2	U3	T			
3.231	-1020.615	-2.158	0.000	0.988	0.000	0.000			
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation (H1-1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
	1.221	1.054	0.167	0.000	1.000	Overstress			
AXIAL FORCE DESIGN									
Axial	P Force	Fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable					
	-1020.615	119370.229	113293.390	148926.780					
MOMENT DESIGN									
Major Moment	Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cn Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor	
	-2.158	12669.150	148926.780	210198.461	0.850	1.000	1.000	1.119	
Minor Moment	Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cn Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor	
	0.000	0.000	148926.780	487466.899	1.000	1.000	1.000		
SHEAR DESIGN									
Major Shear	U Force	Fu Stress	Fu Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion			
	0.988	219.576	99284.520	0.002	OK	0.000			
Minor Shear	U Force	Fu Stress	Fu Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion			
	0.000	0.000	99284.520	0.000	OK	0.000			

Controvento orizzontale

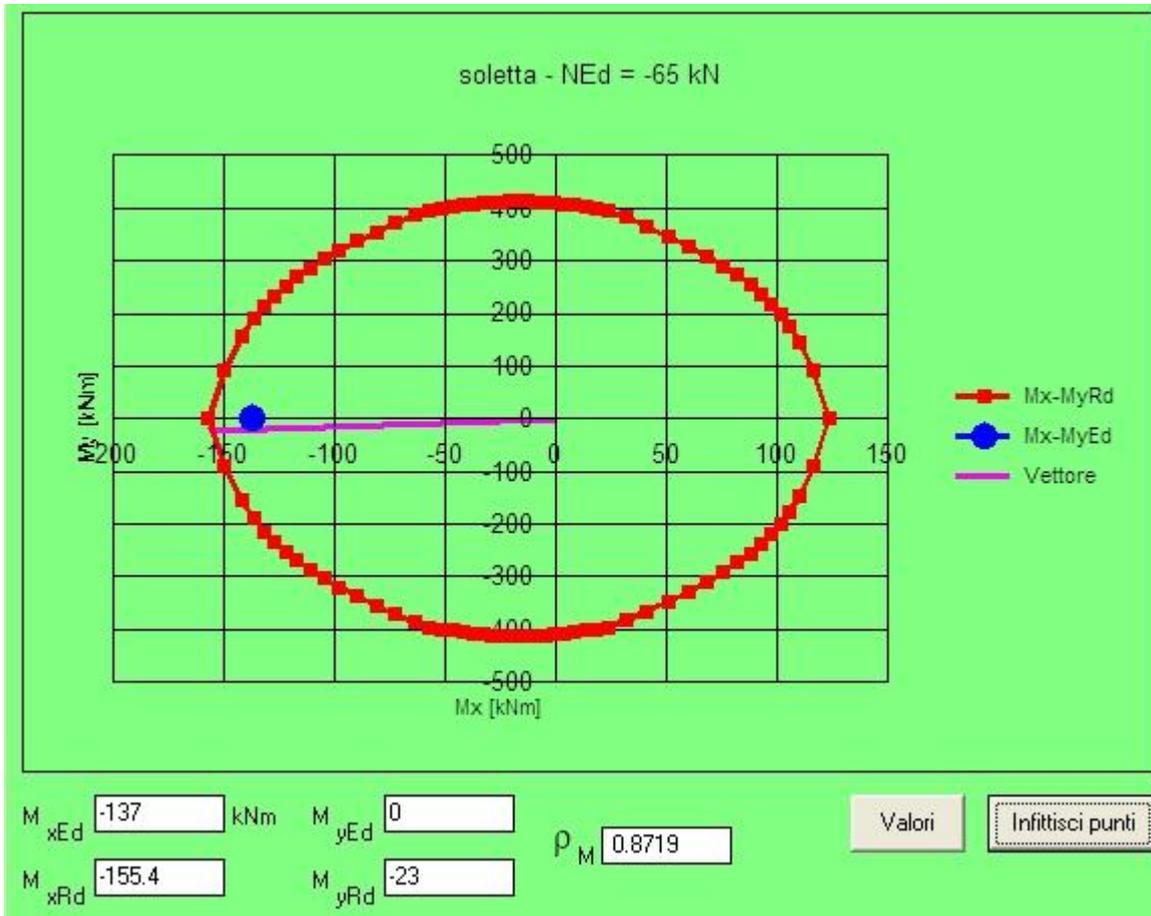
Steel Stress Check Data AISC-ASD89									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	P	M33	M22	U2	U3	T			
0.000	150.703	-2.337	0.000	-1.320	0.000	0.000			
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation (H2-1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
	0.210	0.118	0.092	0.000	1.000	OK			
AXIAL FORCE DESIGN									
Axial	P Force	Fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable					
	150.703	17626.048	112653.759	148926.780					
MOMENT DESIGN									
Major Moment	Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cn Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor	
	-2.337	13715.371	148926.780	204944.632	1.000	1.000	1.000	1.019	
Minor Moment	Moment	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cn Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor	
	0.000	0.000	148926.780	475282.854	1.000	1.000	1.000		
SHEAR DESIGN									
Major Shear	U Force	Fu Stress	Fu Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion			
	1.320	293.223	99284.520	0.003	OK	0.000			
Minor Shear	U Force	Fu Stress	Fu Allowable	Stress Ratio	Status Check	T Torsion			
	0.000	0.000	99284.520	0.000	OK	0.000			

Per la soletta, partendo dai risultati ottenuti nel modello visto in precedenza, si avrà:

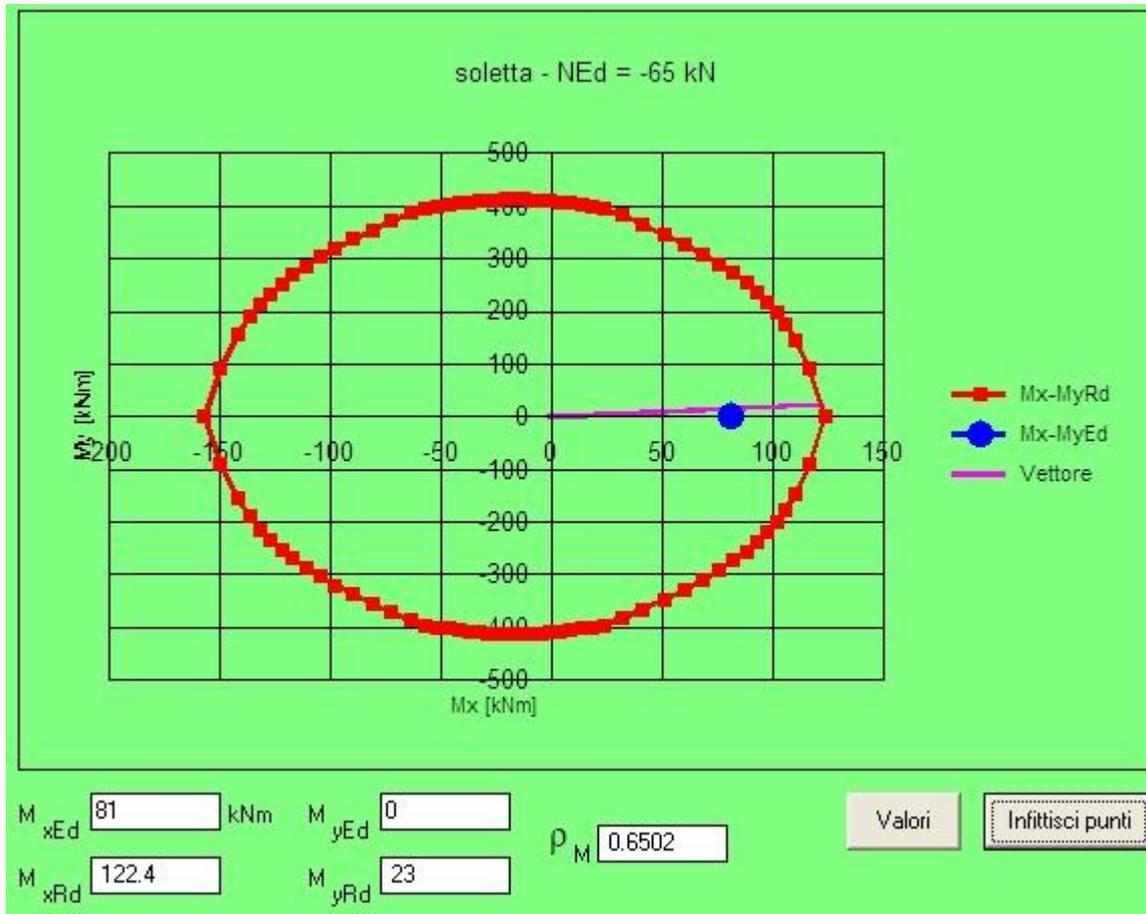


Con armature di diametro 20 mm a passo 20 cm poste al lembo superiore e barre 18 mm a passo 20 cm nei tralicci delle predalles, si otterrà

$M = -616 / 4.5 = -137 \text{ kNm/m}$



$$M - = 363 / 4.5 = 81 \text{ kNm/m}$$



5.10. DIMENSIONAMENTO DELLE PILE

5.10.1. 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 M_x-M_y per il caso di $N_{Ed,min}$ e di $N_{Ed,max}$ tra tutte le combinazioni di carico in condizione statica e sismica e si sono plottate al loro interno le coppie di sollecitazioni $M_{Ed,x}-M_{Ed,y}$ fornite 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 resistenze a taglio del fusto della pila si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; tali formulazioni si sono utilizzate per

le due direzioni principali in modo separato (longitudinale e trasversale) e la verifica è stata poi eseguita utilizzando il criterio semplificato e cautelativo sotto riportato:

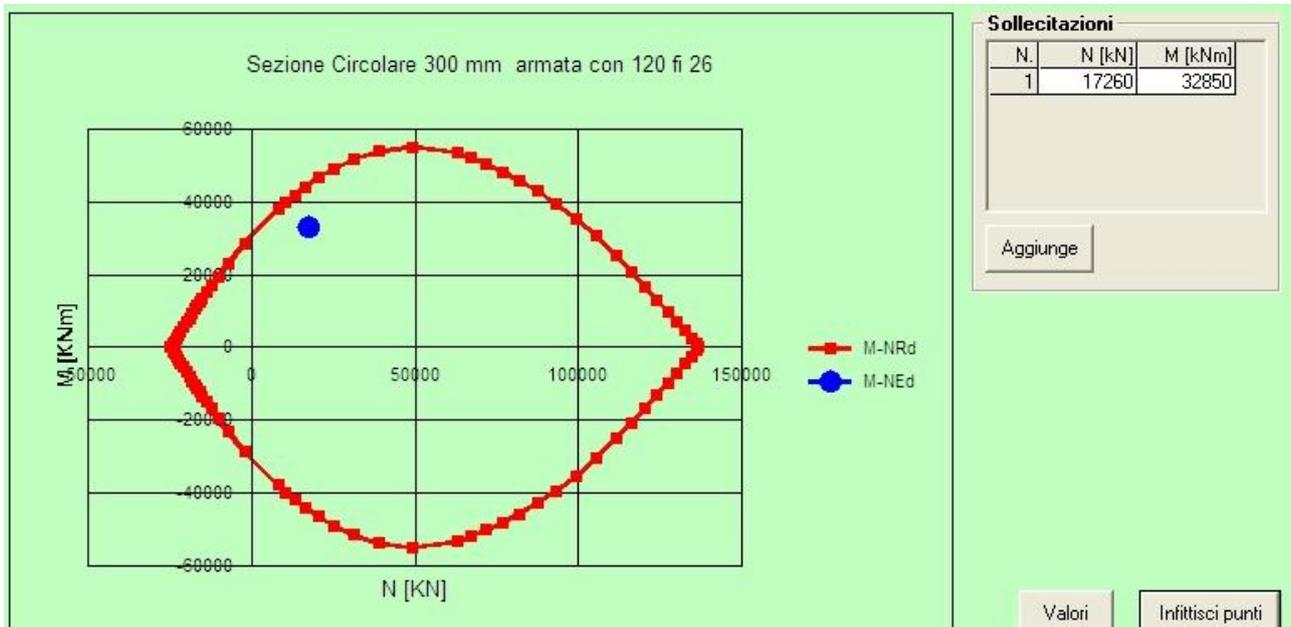
$$V_{Ed,x}/V_{Rd,x} + V_{Ed,y}/V_{Rd,y} \leq 1.$$

Il riepilogo delle sollecitazioni ottenuto dal programma di calcolo, dà luogo ai seguenti risulati validi per la condizione di sisma trasversale .

PILE	N				V			M2		
	F1	F2	F sism	Tot	V2	V3	V tot	M2	M3	Mtot
1	10047.95	2888.256	133.109	13069.32	126.608	1329.669	1335.683	13220.49	1021.718	13259.91
2	10049.83	2768.897	137.512	12956.24	123.328	1409.428	1414.813	17290.45	1242.406	17335.03
3	9932.665	2634.243	112.787	12679.7	118.065	1584.879	1589.271	20202.02	1337.711	20246.26
4	10317.36	3163.735	67.415	13548.51	109.026	2027.776	2030.705	22582.55	674.7433	22592.63
5	11363.92	3302.233	64.982	14731.13	99.74	2496.179	2498.171	30740.59	1005.35	30757.02
6	13227.07	3964.431	65.105	17256.61	89.682	2583.564	2585.12	32836.02	919.4572	32848.89
7	12967.73	3809.965	67.377	16845.07	77.312	1975.844	1977.356	26239.05	827.0097	26252.08
8	10016.5	2819.376	88.788	12924.66	64.111	1496.949	1498.321	19650.96	618.8409	19660.7
9	10810.87	3163.402	94.929	14069.2	48.792	1359.722	1360.597	16024.26	414.304	16029.61
10	10289.51	3035.26	130.35	13455.12	33.629	1331.369	1331.794	12739.96	244.9388	12742.32

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con uno strato esterno di barre $\phi 26$ mm in ragione di 120



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

Verifica a taglio

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

$$T_{\max} = 2500 \text{ kN}$$

$$T = 4 / 3 * 2500 / 7.068 = 0.47 \text{ MPa}$$

La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta. Anche 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.

5.11. DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE

5.11.1. 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 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).

Le azioni presenti sulle fondazione delle pile, sono risultate essere :

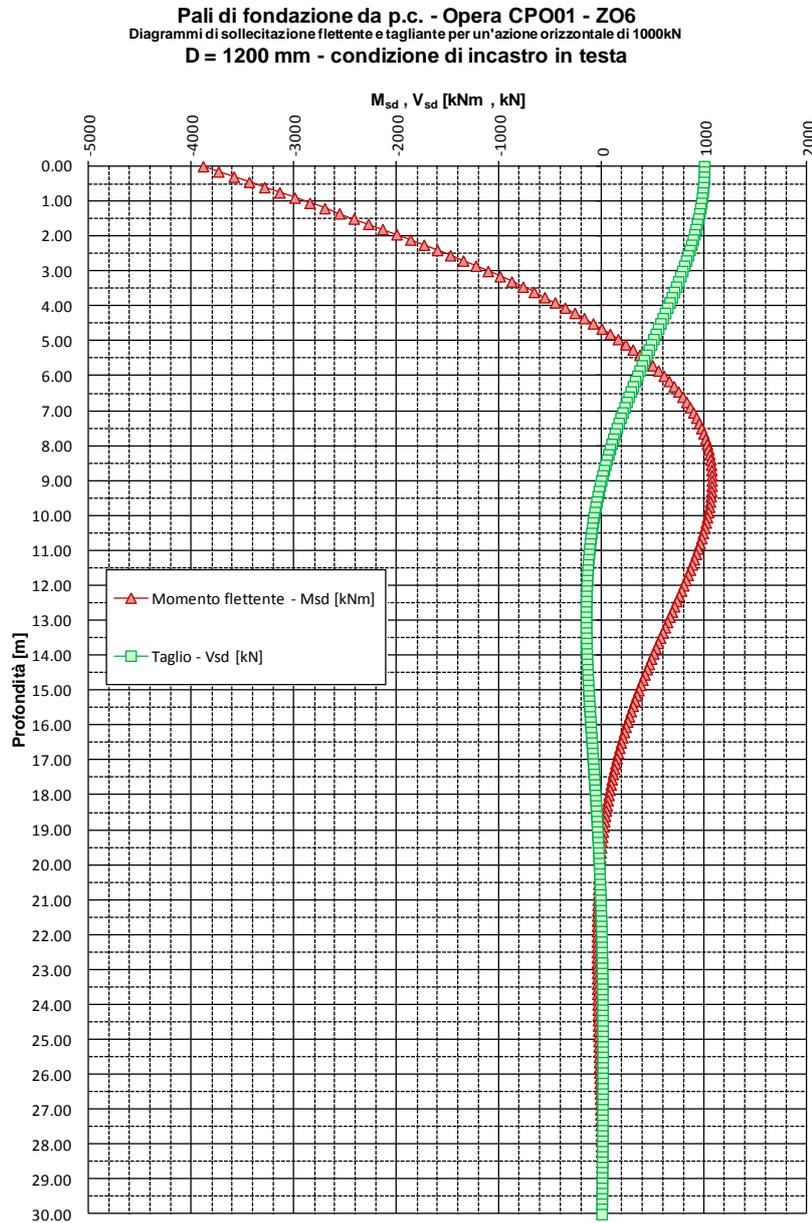
FOND	N				V			M		
	F1	F2	F sism	Tot	V2	V3	V tot	M2	M3	
1	14247.95	2888.256	133.109	17269.32	126.608	1329.669	1335.683	15869.13	1274.921	
2	14249.83	2768.897	137.512	17156.24	123.328	1409.428	1414.813	20105.42	1489.057	
3	14132.67	2634.243	112.787	16879.7	118.065	1584.879	1589.271	23371.71	1573.84	
4	13227.07	3964.431	67.415	17258.92	109.026	2027.776	2030.705	25622.94	838.2821	
5	15563.92	3302.233	64.982	18931.13	99.74	2496.179	2498.171	35731.65	1204.828	35751.95
6	17427.07	3964.431	65.105	21456.61	89.682	2583.564	2585.12	38001.05	1098.812	38016.94
7	17167.73	3809.965	67.377	21045.07	77.312	1975.844	1977.356	30190.53	981.6195	
8	14216.5	2819.376	88.788	17124.66	64.111	1496.949	1498.321	22640.6	747.046	
9	15010.87	3163.402	94.929	18269.2	48.792	1359.722	1360.597	18738.58	511.8682	
10	14489.51	3035.26	130.35	17655.12	33.629	1331.369	1331.794	15402.1	312.1844	

Sui pali di fondazione, si ottiene :

np	N p,N	W p	Np,M2	Np,M1	Np,max	Np,min	FOND
9	1918.8	21.6	734.7	59.0	2712.5	1125.1	1
9	1906.2	21.6	930.8	68.9	2906.0	906.5	2
9	1875.5	21.6	1082.0	72.9	3030.4	720.6	3
			DIAFRAMMI				4
16	1183.2	18	1986.2		3169.4	-803.0	5
16	1341.0	18	2112.1		3453.1	-771.0	6
9	2338.3	21.6	1397.7	45.4	3781.5	895.2	7
9	1902.7	21.6	1048.2	34.6	2985.5	820.0	8
9	2029.9	21.6	867.5	23.7	2921.1	1138.7	9
9	1961.7	21.6	713.1	14.5	2689.2	1234.2	10

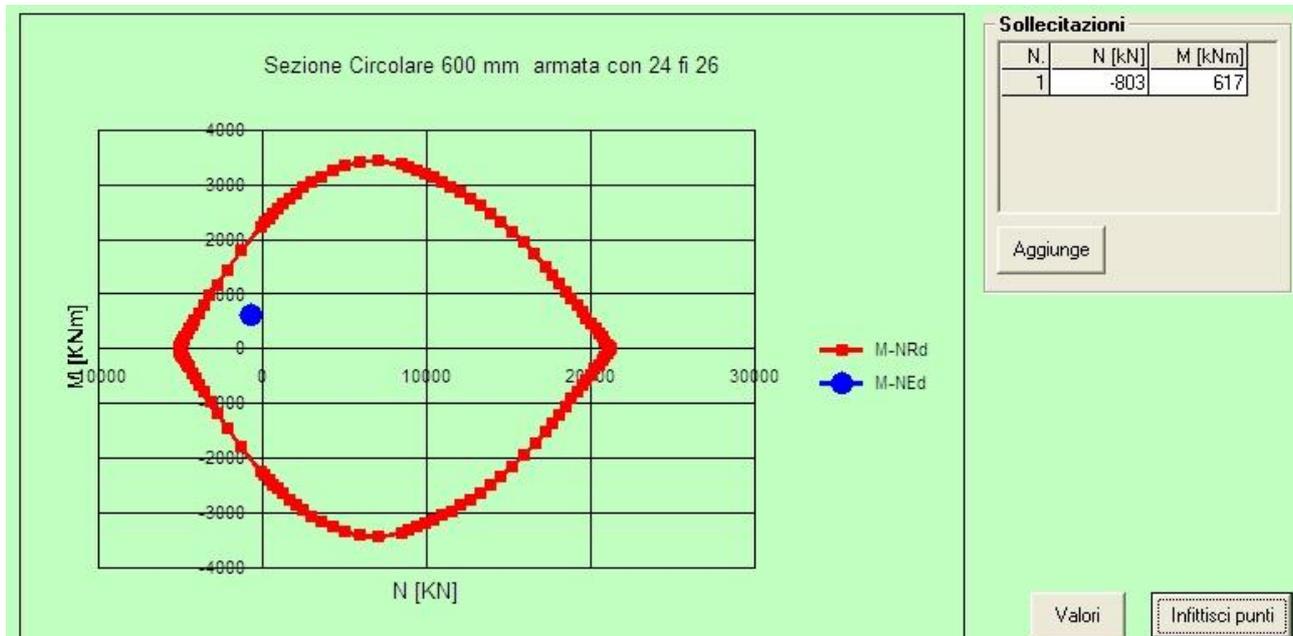
Per ottenere l'azione flettente in testa ai pali, seguendo le indicazioni riportate nella relazione geotecnica di riferimento, si avrà : $M_p = 3.95 \text{ kNm/kN}$

Pile	V tot (kN)	Tp (kN)	Mp (kNm)
1	1335.68	148.409	586.216
2	1414.81	157.201	620.946
3	1589.27	176.586	697.513
4	2030.7		
5	2498.17	156.136	616.736
6	2585.12	161.57	638.202
7	1977.36	219.706	867.84
8	1498.32	166.48	657.597
9	1360.6	151.177	597.151
10	1331.79	147.977	584.509



Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 25 barre $\phi 26$ mm.



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

Per la verifica a fessurazione, si avrà :

Titolo : Sezione Circolare 600 mm armata con 25 fi 26

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 25
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -620 -413.3 kN
 M_{xEd}: 617 480 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

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

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

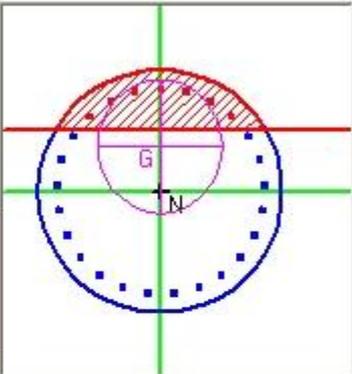
Materiali

B450C **C25/30**

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200000 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

σ_c: -3.72 N/mm²
 σ_s: 150.7 N/mm²
 ε_s: 0.7534 ‰
 d: 110.6 cm
 x: 29.88 x/d: 0.2702
 δ: 0.7778

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso



Verifica a taglio

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

- V_{Ed} = 220 kN condizione sismica.

Calcestruzzo

R_{ck} = 30.00 MPa

f_{cd} resistenza di calcolo a compressione
 $f_{cd} = ((0.85 * 0.83) / 1.50) * R_{ck} / 10$ [kN / cm²]

f_{ctd} resistenza di calcolo a trazione - maggiorata di 1.20 per concomitanza flessione
 $f_{ctd} = ((0.70 * 1.20 * 0.27) / 1.50) * (R_{ck} ^{0.66666}) / 10$ [kN / cm²]

Acciaio

f_{yk} = 45.00 kN / cm² Tensione caratt. di snerv.

f_{ywd} resistenza di calcolo a trazione delle armature
 $f_{ywd} = f_{yk} / 1.15$ [kN / cm²]

Calcestruzzo		Acciaio
f _{cd} [kN/cm ²]	f _{ctd} [kN/cm ²]	f _{ywd} [kN/cm ²]
1.4110	0.1369	39.130

Azioni trasversali

CALCESTRUZZO

$$V_{uc,t} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

ove

b_w larghezza membratura resistente a taglio

d altezza utile della sezione

Nella condizione in esame si ottiene

b _w [cm]	d [cm]	V _{uc,t} [kN]
110.00	60.0	2794

ARMATURA TRASVERSALE ANIMA

$$V_{us,t} = V_{cd} + V_{wd} = (0.60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta) + (A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0.90 \cdot d / s)$$

con b_w, d (vedi sopra)

δ coefficiente di ingranamento = 1 + (M₀ / M_{sdu}) con sforzo di compressione

M₀ Momento di decompressione

$$M_0 = N \cdot W_{i,t} /$$

A In sicurezza, si assume N=0

A_{sw} Area armatura trasversale posta ad interasse S

s interasse staffe

Nella situazione in disamina, si ottiene :

M ₀ [kNm]	δ	V _{cd,t} [kN]
0.0	1.0000	542.0

V _{cd,t} [kN]
707.9

Armature trasversali

N°	φ [mm]	s [cm]	V _{wd,t} [kN]
2.00	10	20.00	166.0

$$A_{sw} = 1.571 \text{ cm}^2$$

Quale taglio ultimo della sezione esaminata si otterrà

V _{u,t} =	707.9	kN	crisi lato ARMATURE > 220 kN
--------------------	-------	----	------------------------------

5.11.2. 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 la fondazione come una palificata di gruppo i cui pali presentano interasse inferiori a 3 volte il diametro dei pali.

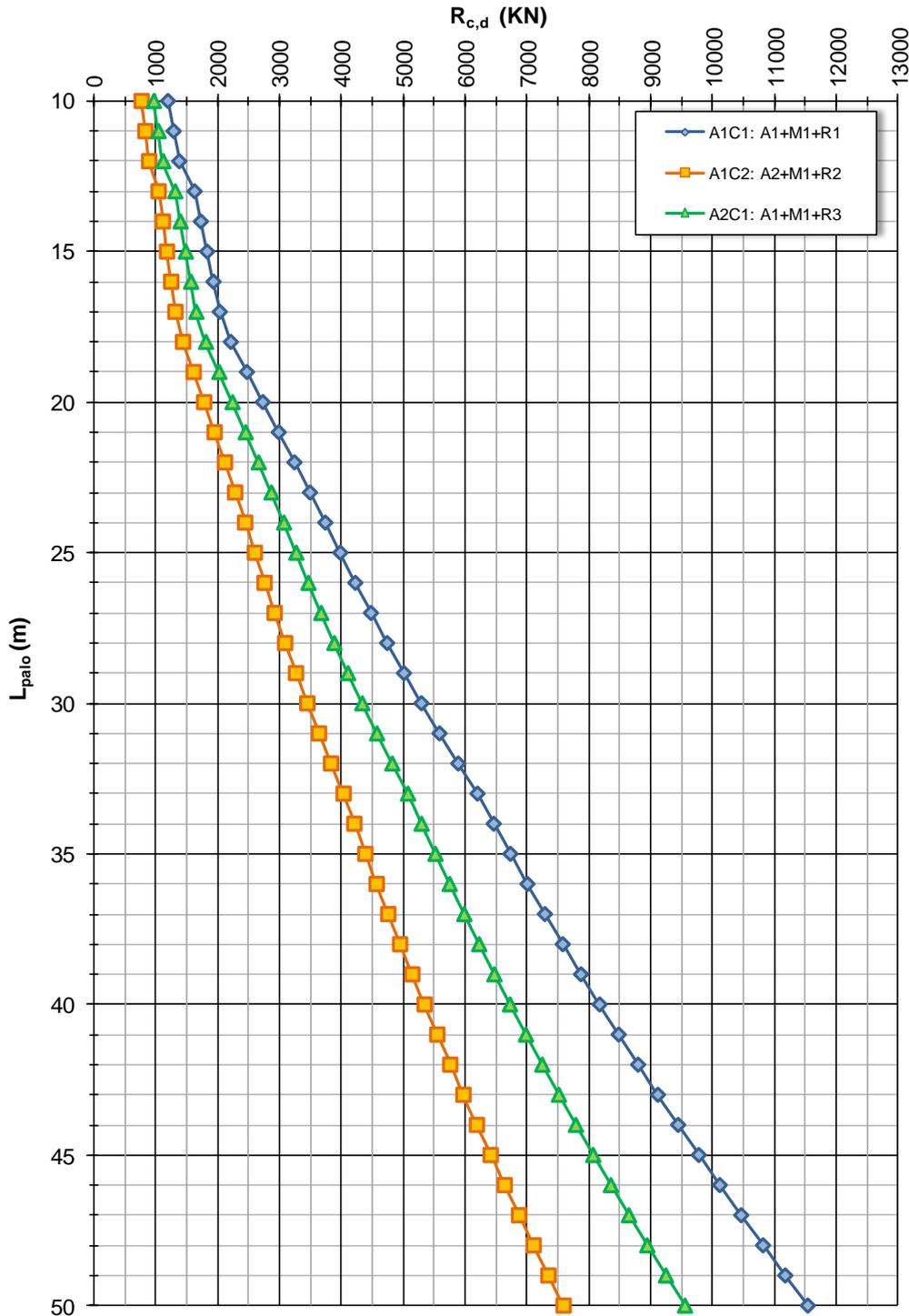
Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 40.0 m e considerando che i primi 8.0 non sono attivi ai fini della capacità portante in quanto soggetti a possibile scalzamento dovuto al fenomeno dell'erosione, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a (si segnala che il valore è già depurato del peso proprio del palo):

$$R_{cd} = 3799.0 \text{ KN}$$

CPO01 - Ponte sul fiume Secchia - ZO6

NTC del 14/01/2008

Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1200mm



Il riepilogo dei dati sui pali risulta :

FOND	Np,max	Np,min	L pali	N max base	N max
1	2712.5	1125.1	34	3673	4100
2	2906	906.5	34	3866.5	4100
3	3030.4	720.6	34	3990.9	4100
4					
5	3169.4	-803	40	4299.4	5150
6	3453.1	-771	40	4583.1	5150
7	3781.5	895.2	36	4798.5	4400
8	2985.5	820	34	3946	4100
9	2921.1	1138.7	34	3881.6	4100
10	2689.2	1234.2	34	3649.7	4100

5.11.3. 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 (in condizione sismica) vale, in trazione, 800 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: 2.6 [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}: -1410.5 1334.8 kN
 M_{xEd}: 0 285 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	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 ‰	σ _{c,adm} : 9.75
σ _{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

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

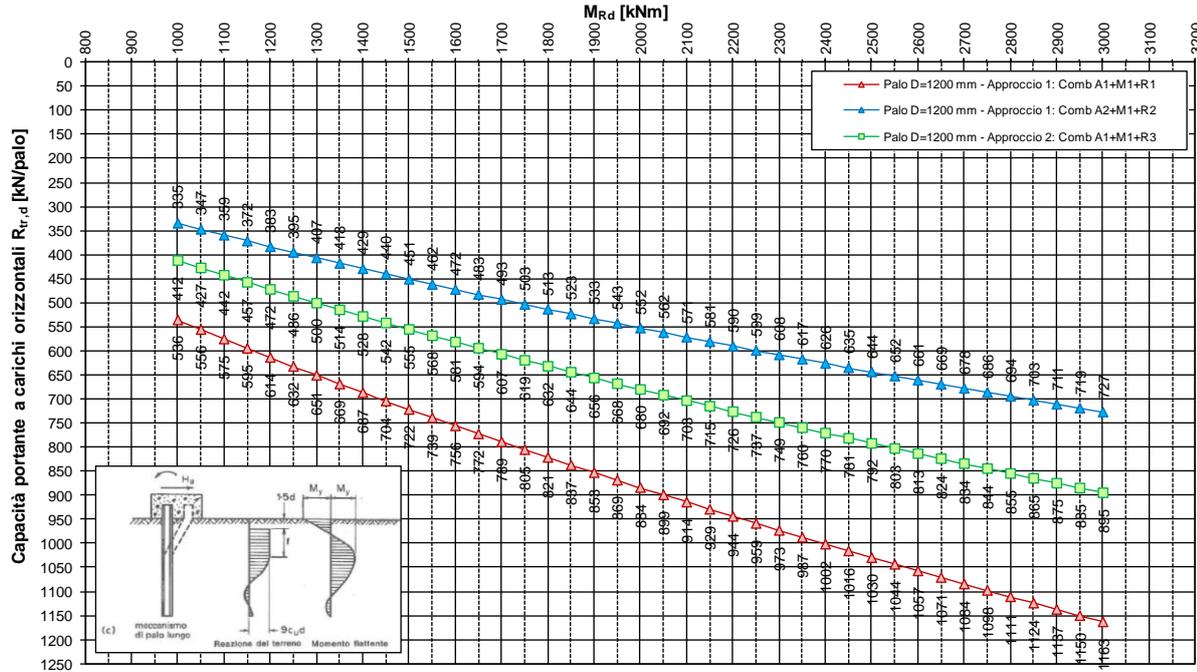
M_{xRd}: 1 781 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 14.13 ‰
 d: 110.6 cm
 x: 21.96 x/d: 0.1985
 δ: 0.7

Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

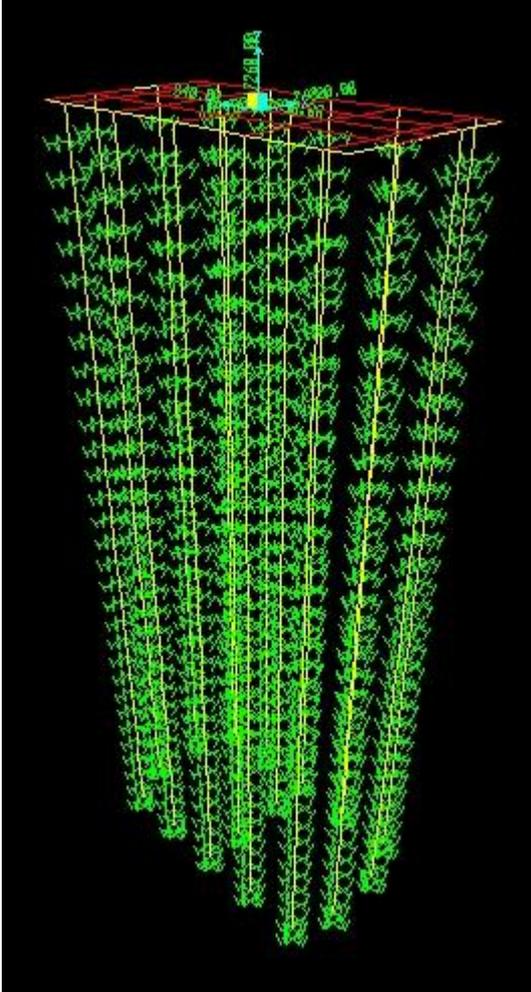
$$R_{tR,d} = 625.0 \text{ KN} > V_{Ed} = 529.8 \text{ KN}$$

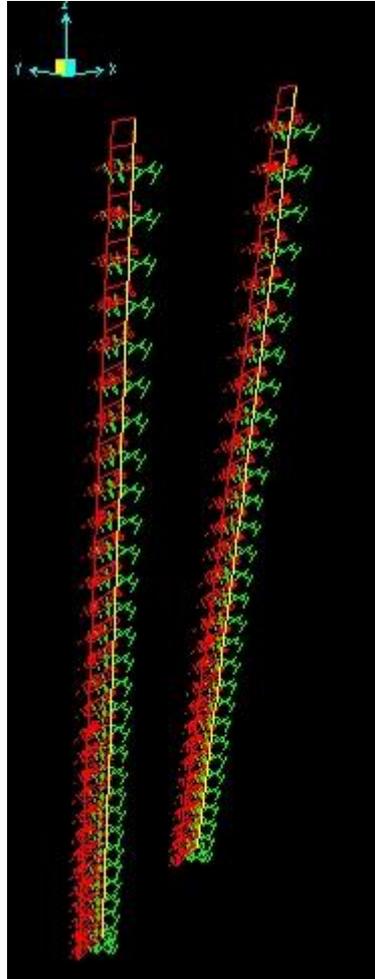
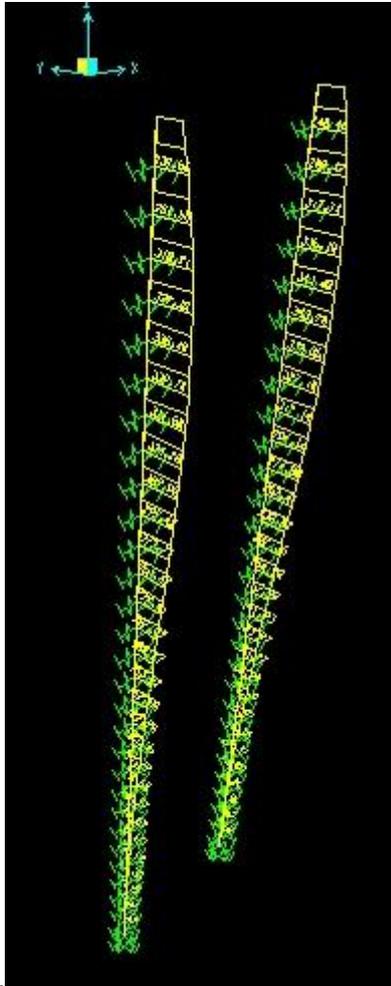
Pali di fondazione - Opera CPO015 - ZO6
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
D = 1200 mm - condizione di incastro in testa



5.11.4. Pila su diaframmi

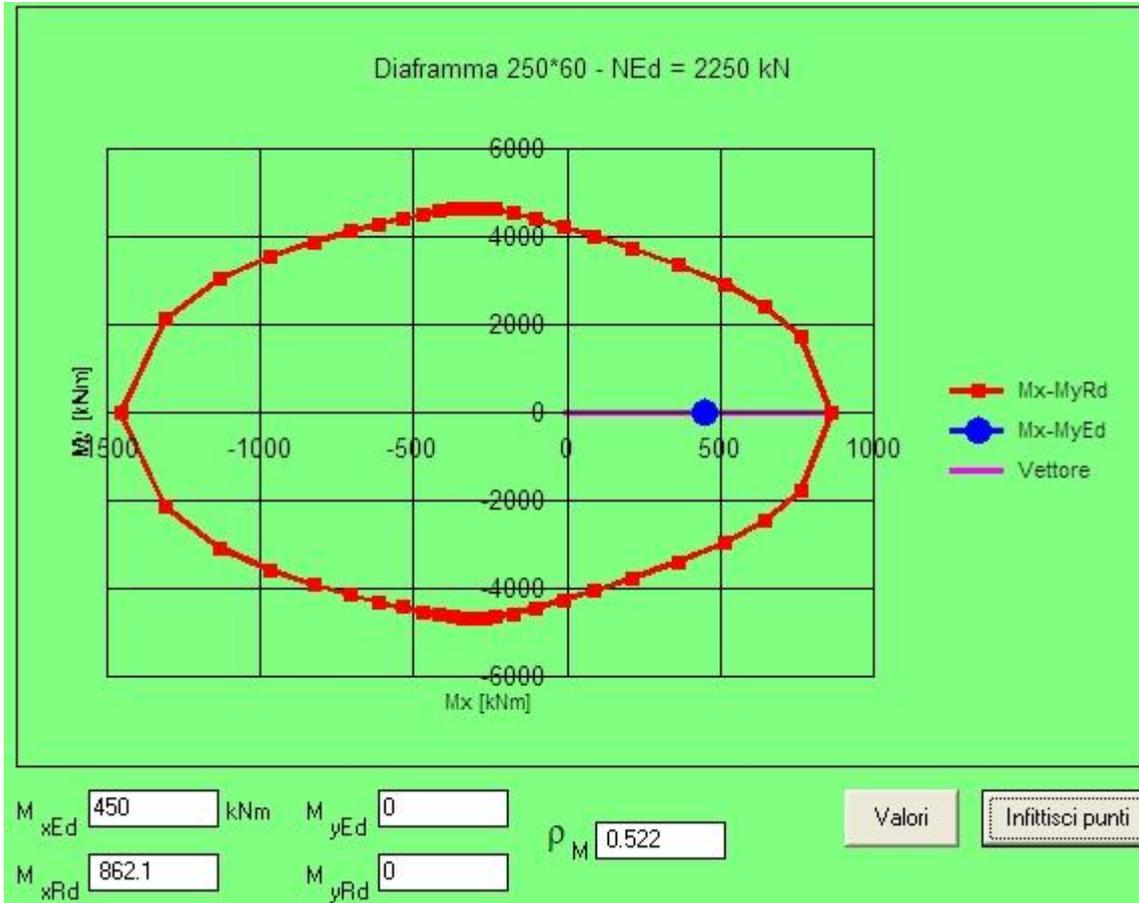
Struttura di calcolo





AZIONE FLETTENTE (450 kNm) AZIONE ASSIALE (2250 kN)

Con armature costituite da 12 barre da 24 mm su entrambe le facce, si ottiene :



Per la condizione di fessurazione si avrà

Titolo : Diaframma 250*60

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	60	1	54.29	9
			2	16.08	51

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 2250 **1°500** kN
M_{xEd} 450 **300** 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

FeB44k	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 373.9 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.87 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -3.178 N/mm²
 σ_s 23.97 N/mm²
 ϵ_s 0.1198 ‰
 d 51 cm
 x 33.94 x/d 0.6655
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni: 5
 Precompresso

La lunghezza dei diaframmi, in funzione delle caratteristiche geotecniche di riferimento, risultano essere

Profondità (m da p.c.) (Q _{ref} 20.00 m s.l.m.)	Unità -	z _w (m)	γ _n (kN/m³)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c _u (*) (kPa)	E' (kPa)	M (kPa)
0.0÷17.0	1	2.0	18.8	-	-	40-60	3715-8500	5000-11440
17.0÷19.0	2	2.0	18.7	28	0	-	10328	13900
19.0÷25.0	4	2.0	19.0	31	0	-	30000	-
Da 25.0	5	2.0	19.5	30	0	-	60000	-

Q_{ref} = quota assoluta inizio caratterizzazione (m s.l.m.);

z_w = profondità media di falda da p.c. da rilievo piezometrico (m). Il valore di progetto relativo alla profondità di falda è da assumersi pari a (z_w = 1.0 m). Tale valore potrà subire variazione a seguito di ulteriori letture del livello piezometrico;

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³);

(*)	= Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue: <ul style="list-style-type: none"> • valori prossimi al valore medio dovranno essere assunti per verifiche che coinvolgono un volume di terreno tale da compensare eventuali eterogeneità e/o quando la struttura a contatto con il terreno presenta una rigidità tale da consentire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti; • valori prossimi al valore minimo di tale parametro dovranno essere adottati per verifiche che coinvolgono modesti volumi di terreno e/o quando la struttura a contatto con il terreno non è in grado di garantire il trasferimento delle azioni dalle zone più resistenti a quelle meno resistenti a causa della sua scarsa rigidità.
φ'	= valore dell'angolo di resistenza al taglio (°);
c'	= valore della coesione efficace (kPa);
C_u	= valore della coesione non drenata (kPa);
E'	= modulo di Young (MPa);
M	= valore del modulo edometrico.

Si ipotizza in sicurezza, terreno con caratteristiche dello strato 1 :

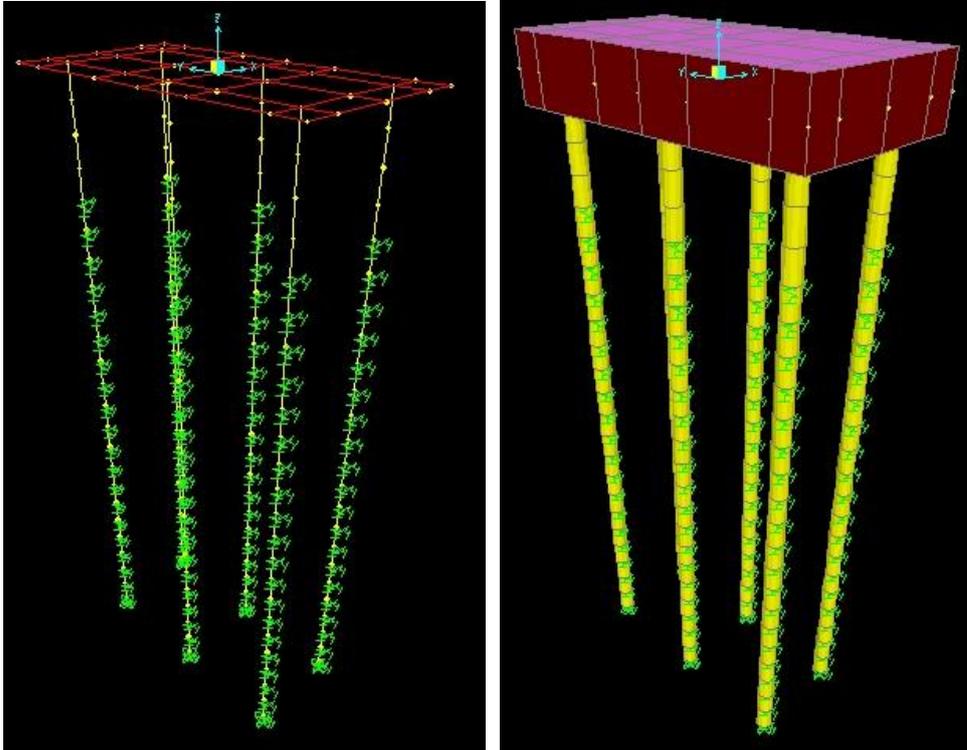
$L = 25 \text{ m}$

$N_{lat} = 2 * 2.5 * 25 * 40 / 1.5 \text{ kN/mq} = 3330 \text{ kN} > 2250 \text{ kN}$

5.12. DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE DELLE 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.12.0.0 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza del muro paraghiaia: 3.0 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 10.7 m;
- Spessore muro paraghiaia: 0.4 m;
- Spessore platea di fondazione: 2.0 m;
- Lunghezza platea di fondazione: 5.6 m;
- Larghezza platea di fondazione: 10.7 m;
- Numero di pali: 6;
- Diametro pali: 1200 mm;
- Lunghezza pali: $23+4 = 27.0 \text{ m}$.



Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

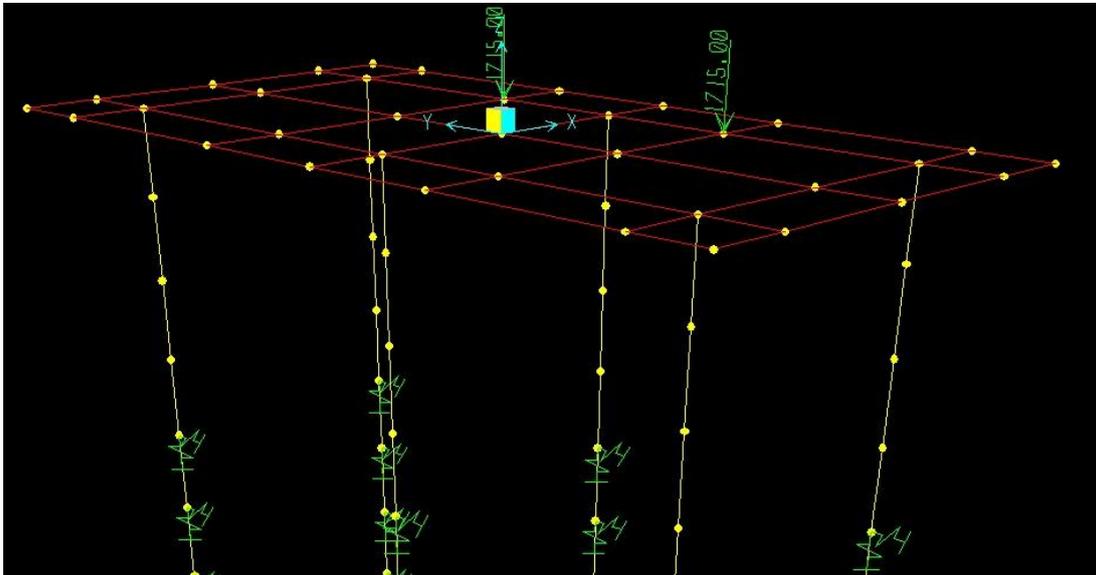
- Il muro paraghiaia e i pali sono schematizzati con elementi finiti monodimensionali "frames";
- La soletta di fondazione è schematizzata con elementi finiti bidimensionali "areas" di tipo "thin shell";
- Il collegamento tra base del paraghiaia, asse di definizione degli elementi schematizzanti la soletta e la sommità dei pali è realizzato tramite appositi vincoli interni "joint constrains" a corpo rigido;
- I pali sono stati vincolati verticalmente tramite un carrello alla base e in direzione orizzontale tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza $K_h = 5000 \text{ KN/m}$ (schematizzazione del terreno alla "Winkler").

Si sono assegnati i seguenti carichi:

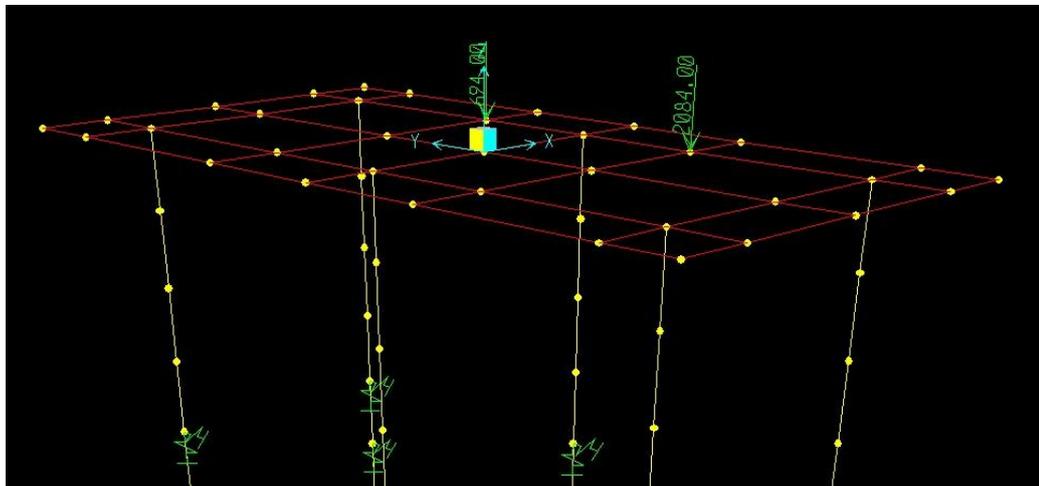
- Peso proprio degli elementi costituenti la spalla;
- Ai nodi di sommità dell'elemento "frame" schematizzante il punto di contatto tra impalcato e spalla si sono assegnati i carichi trasmessi dall'impalcato. In particolare si veda la tabella seguente (l'azione verticale N è considerata positiva se diretta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

CARICHI PERMANENTI

N = 1715 kN



CARICHI ACCIDENTALI



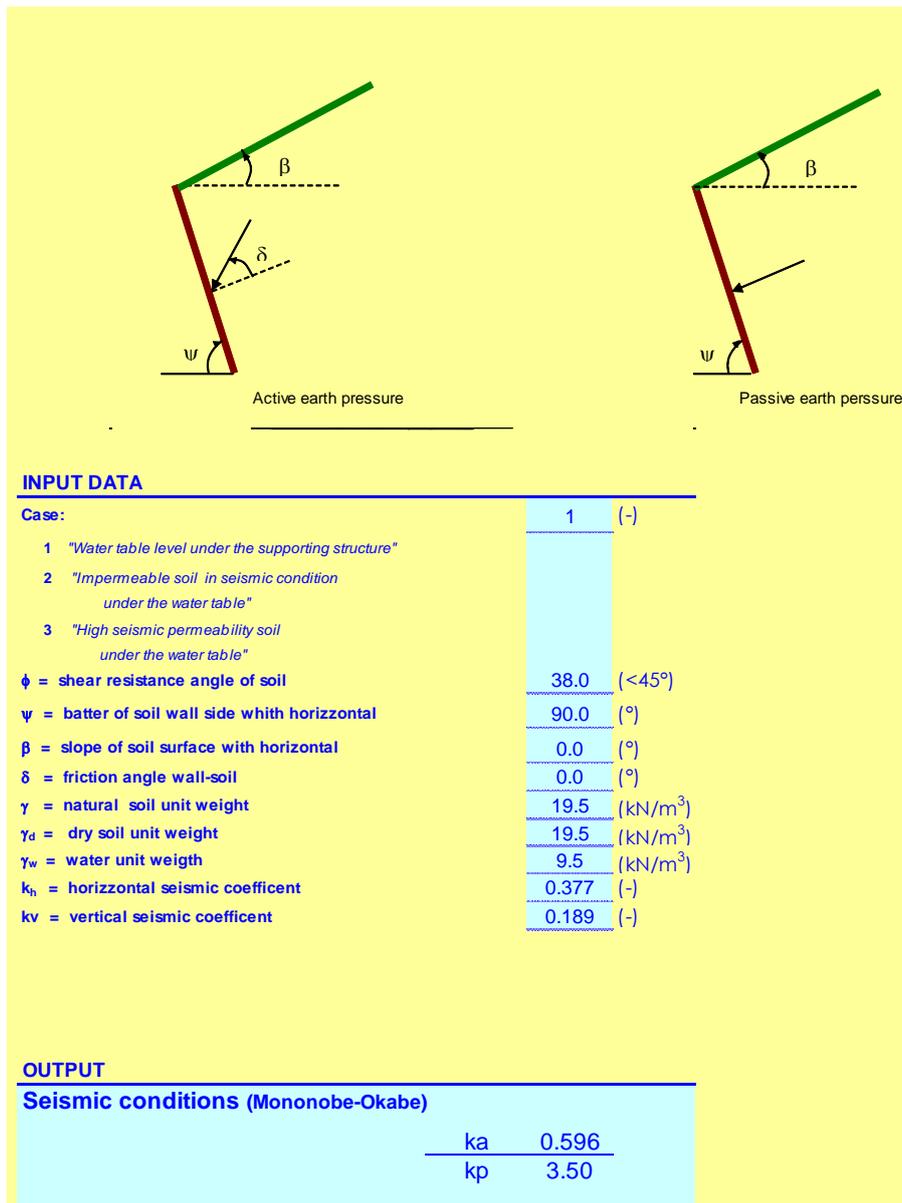
- All'elemento "frame" schematizzante il paraghiaia si è assegnata la spinta del terreno a tergo del muro stesso considerata agente in stato "a riposo" per la condizione statica e in stato limite attivo per la condizione sismica (formulazione di Mononobe-Okabe). Vale quanto sotto riportato.

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

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

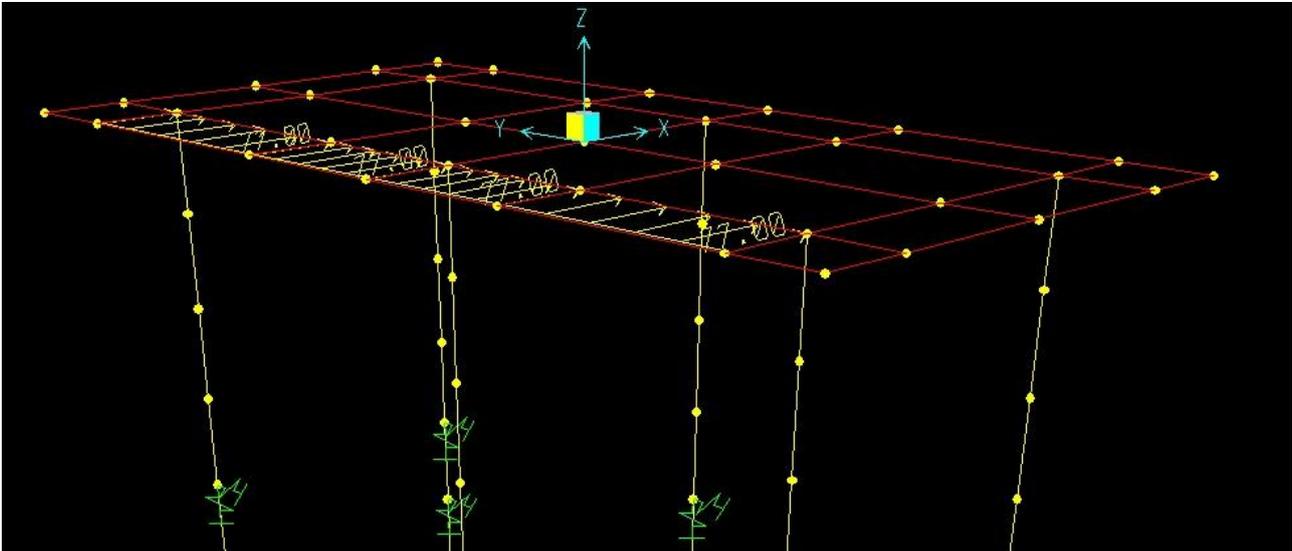
Coefficiente di spinta a riposo (condizione statica) $k_0 = 0.384$.

Per quanto attiene ai parametri utilizzati in condizione sismica si ha quanto riportato nella Figura seguente.

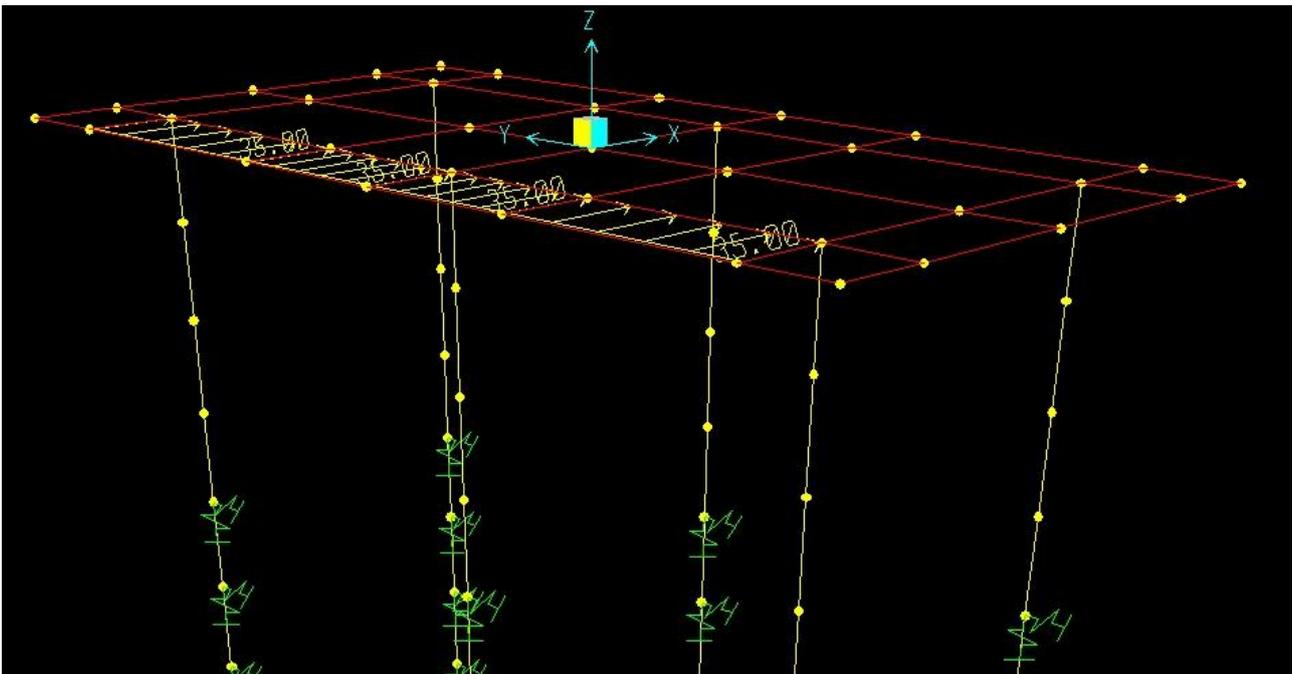


Considerando una larghezza di spalla pari a 10.7 m si hanno i valori dei carichi di seguito riportati.

SPINTA IN CONDIZIONI STATICHE



INCREMENTO DI SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE



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

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.377 \cdot W$$

(W = peso proprio dell'elemento considerato).

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.

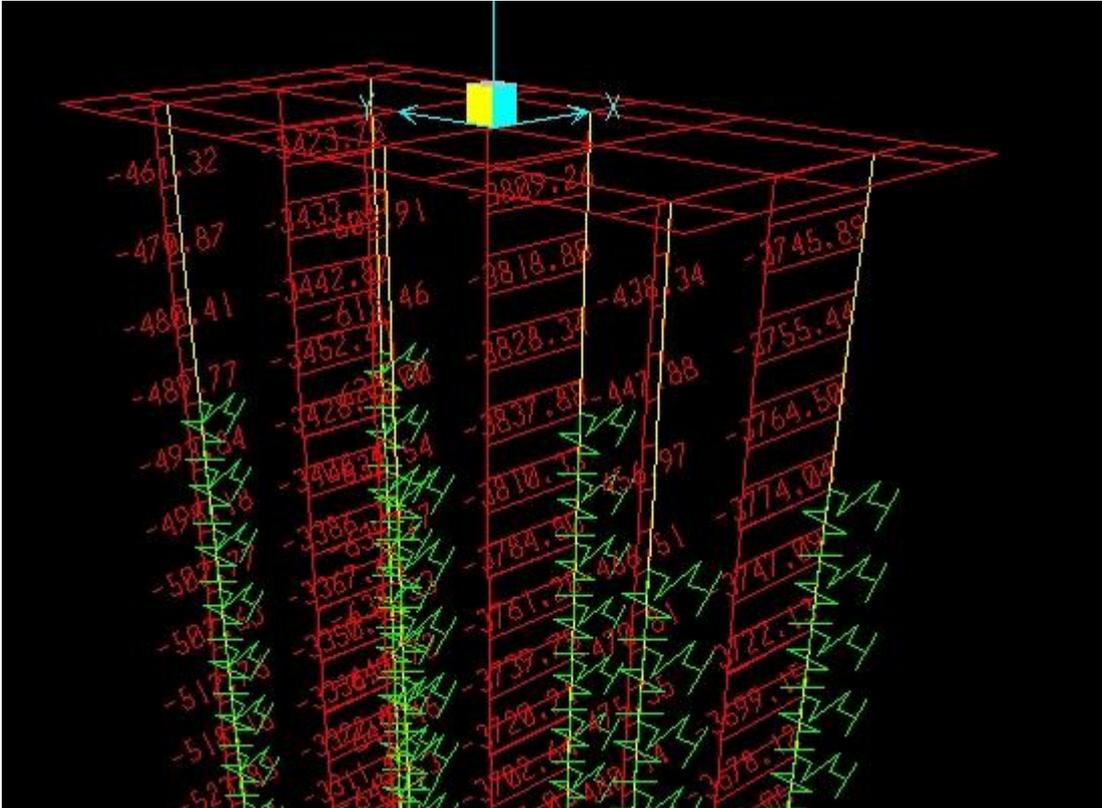
Si sono analizzate le seguenti combinazioni di carico per lo SLU e SLV.

SPALLA - SLU/SLV	1	2	3	4	5
PESO PROPRIO	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
PERMANENTI	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00
SPINTA TERRENO RIPOSO	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00
VENTO	0.00	0.90	0.90	0.90	0.00
VEICOLI - N_{MAX}	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
VEICOLO - M_{MAX}	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00
VEICOLI - N_{MIN}	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00
SISMA	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

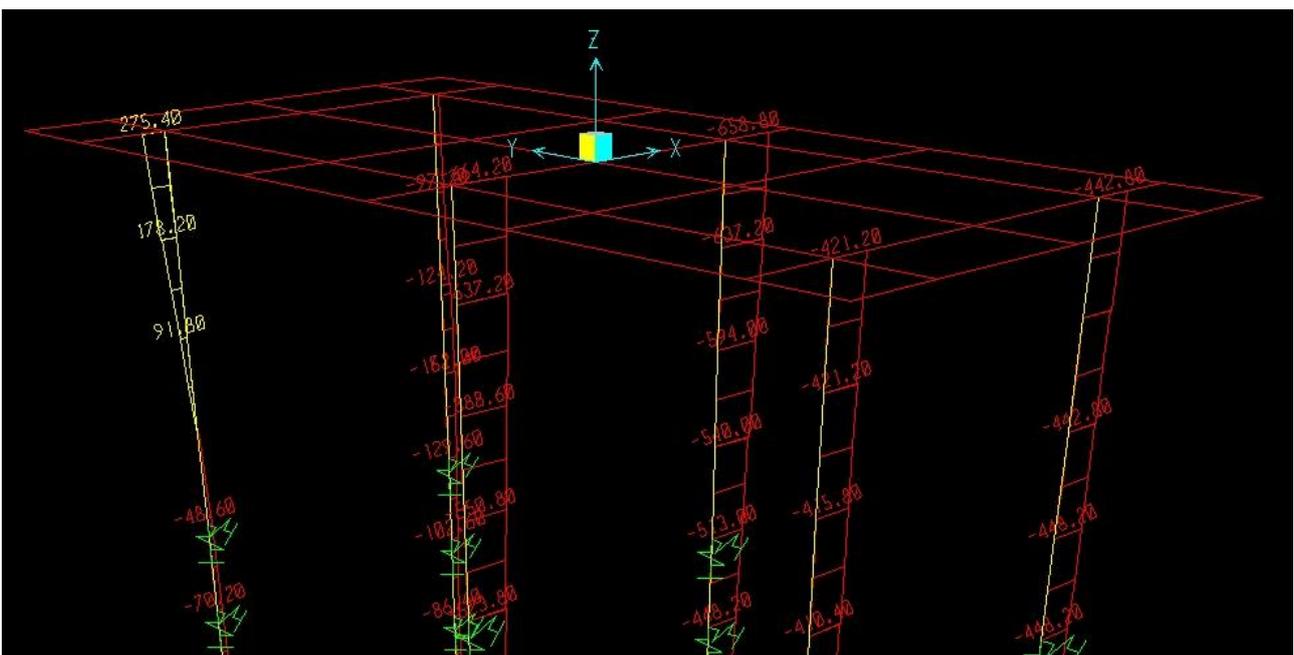
5.12.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

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).

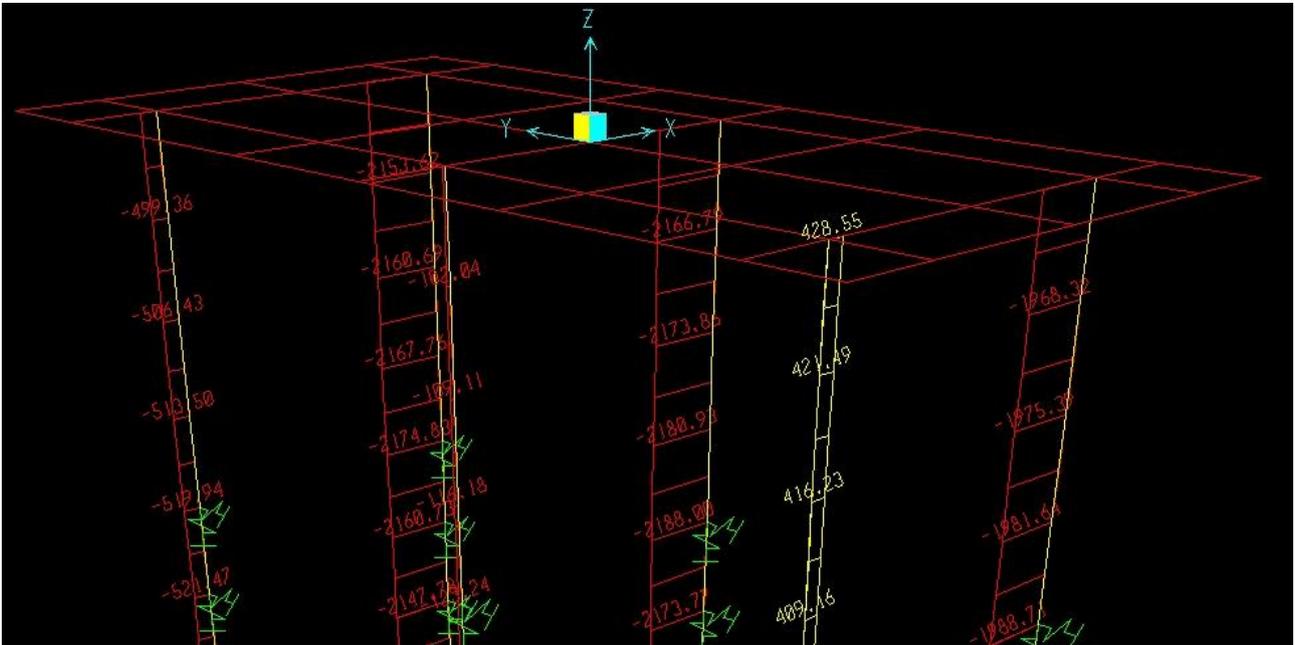
SLU (AZIONE ASSIALE) N = 3810 kN



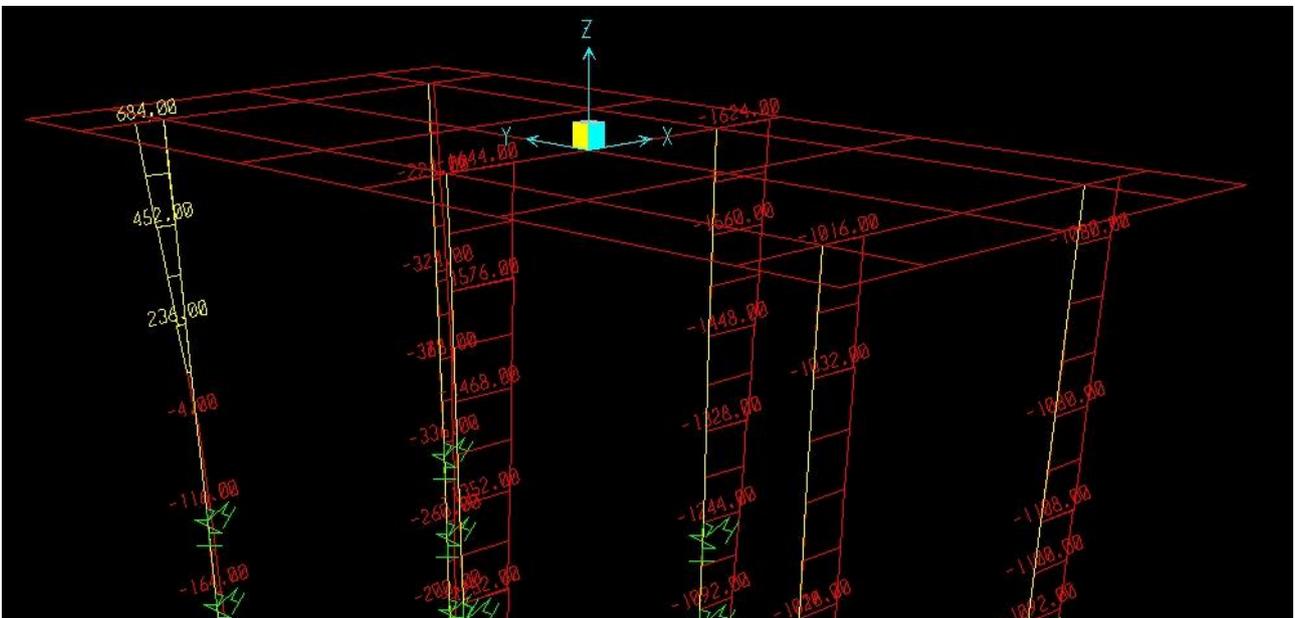
SLU (AZIONE FLETTENTE) M = 660 kNm



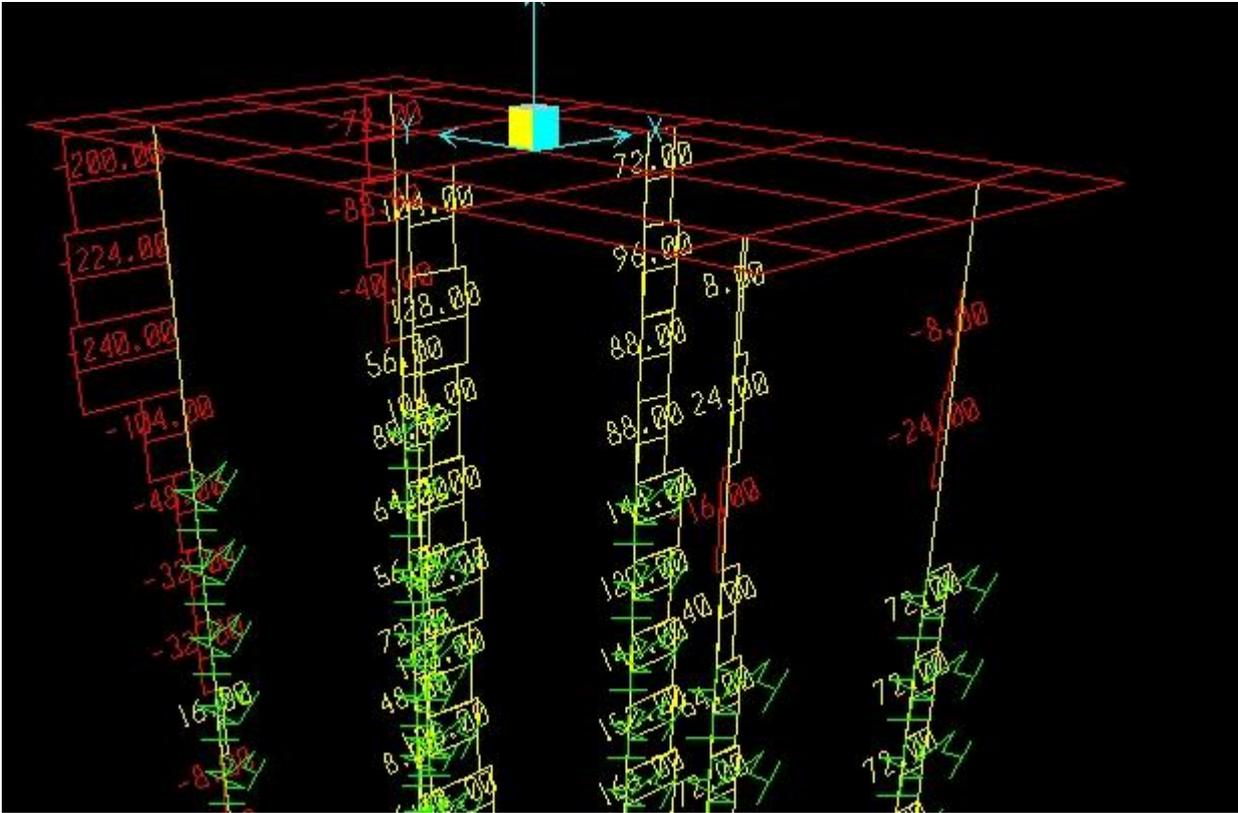
SLV (AZIONE ASSIALE) $N = 2170 \text{ kN}$



SLV (AZIONE FLETTENTE) $M = 1630 \text{ kNm}$

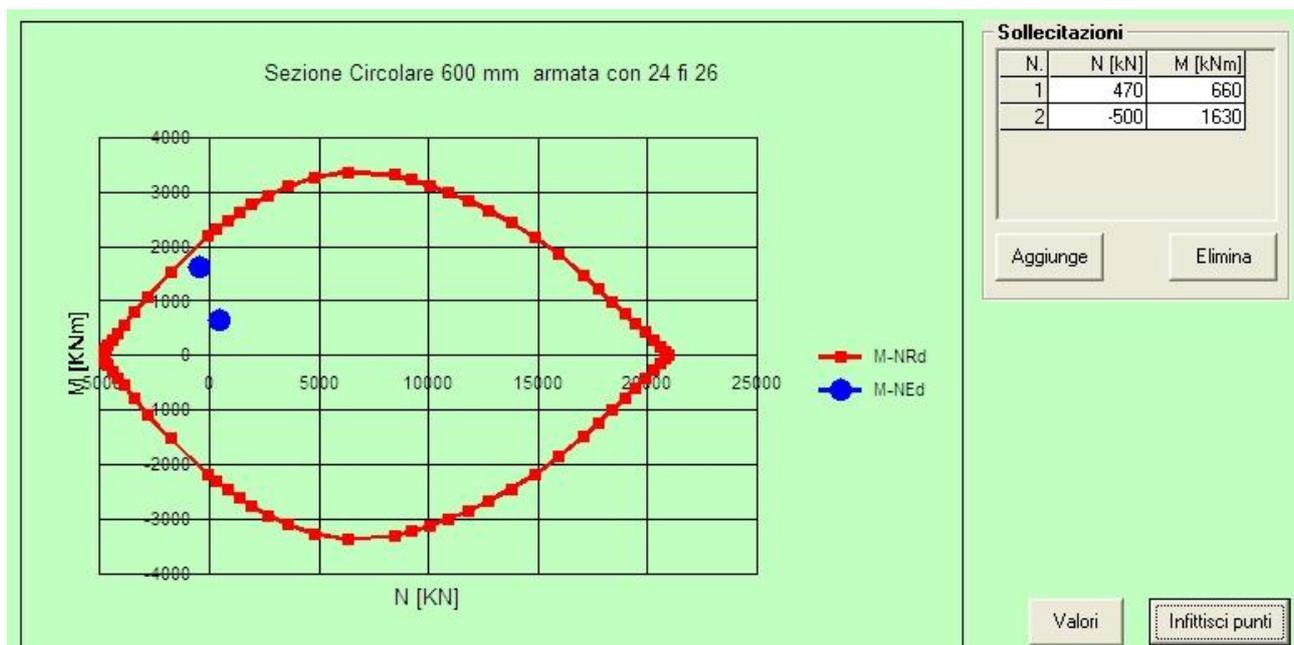


SLV (AZIONE TAGLIANTE) $T = 280 \text{ kN}$



Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 24 barre $\phi 26$ mm.



Come si ricava dalle figure sovrastanti, le verifiche a presso-flessione risultano soddisfatte in quanto le sollecitazioni ottenute in caso di SLU ed SLV rimangono all'interno del dominio resistente.

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 280$ KN condizione sismica.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significativi sforzi di trazione è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 10 mm e passo pari a 200 mm. In tal caso si ha quanto segue.

Calcestruzzo

$R_{ck} = 30.00$ MPa

f_{cd} resistenza di calcolo a compressione
 $f_{cd} = ((0.85 * 0.83) / 1.50) * R_{ck} / 10$ [kN / cm²]

f_{ctd} resistenza di calcolo a trazione - maggiorata di 1.20 per concomitanza flessione
 $f_{ctd} = ((0.70 * 1.20 * 0.27) / 1.50) * (R_{ck} ^{0.66666}) / 10$ [kN / cm²]

Acciaio

$f_{yk} = 45.00$ kN / cm² Tensione caratt. di snerv.

f_{ywd} resistenza di calcolo a trazione delle armature
 $f_{ywd} = f_{yk} / 1.15$ [kN / cm²]

Calcestruzzo		Acciaio
f_{cd} [kN/cm ²]	f_{ctd} [kN/cm ²]	f_{ywd} [kN/cm ²]
1.4110	0.1369	39.130

Azioni trasversali

CALCESTRUZZO

$V_{uc,t} = 0.30 * f_{cd} * b_w * d$

ove

b_w larghezza membratura resistente a taglio

d altezza utile della sezione

Nella condizione in esame si ottiene

b_w [cm]	d [cm]	V_{uc,t} [kN]
110.00	60.0	2794

ARMATURA TRASVERSALE ANIMA

$$V_{u,t} = V_{cd} + V_{wd} = (0.60 * f_{ctd} * b_w * d * \delta) + (A_{sw} * f_{ywd} * 0.90 * d / s)$$

con b_w, d (vedi sopra)

δ coefficiente di ingranamento = $1 + (M_0 / M_{sdu})$ con sforzo di compressione

M_0 Momento di decompressione

$$M_0 = N * W_{i,t} /$$

A In sicurezza, si assume $N=0$

A_{sw} Area armatura trasversale posta ad interesse S

s interasse staffe

Nella situazione in disamina, si ottiene :

M₀ [kNm]	δ
0.0	1.0000

V_{cd,t} [kN]
542.0

V_{cd,t}
707.9

Armature trasversali

N°	φ [mm]	s [cm]
2.00	10	20.00
A_{sw} =		1.571 cm²

V_{wd,t} [kN]
166.0

Quale taglio ultimo della sezione esaminata si otterrà

V_{u,t} =	707.9	kN
--------------------------	--------------	-----------

crisi lato ARMATURE > 280 kN

5.12.2. 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.

Titolo : Sezione Circolare 600 mm armata con 24 fi 26

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sezione C.A.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 470 313.3 kN
 M_{xEd}: 660 440 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 : 200000 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 : -3.629 N/mm²
 σ_s : 82.81 N/mm²
 ϵ_s : 0.4141 ‰
 d: 111 cm
 x: 44.03 x/d: 0.3966
 δ : 0.9358

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

5.12.3. 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) e si considera la fondazione come una palificata di gruppo i cui pali presentano interasse inferiori a 3 volte il diametro dei pali.

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 23.0 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a :

$$R_{cd} = 3800 \text{ KN}$$

La massima azione assiale registrata in sommità dei pali vale:

- $N_{Ed} = 3810 \text{ KN}$.

Si ha pertanto:

$$N_{Ed} = R_{cd} = 3800 \text{ KN}$$

Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, si è proceduto come indicato per i pali della pila: la verifica non risulta dimensionante.

5.12.4. Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

Dalla seguente Figura, ottenuta dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali. Il valore dell'azione assiale minima per lo stato limite ultimo (SLU/SLV) vale, in trazione, 926.5 KN a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.

Titolo : Sezione Circolare 600 mm armata con 24 fi 26

Sezione circolare cava

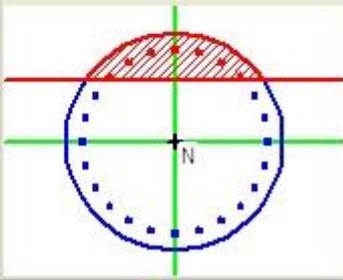
Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 9 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sezione C.A.

File



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -500 1530 kN
 M_{xEd}: 0 23 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 1000 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	E _{cu}	3.5
E _s	200000 N/mm ²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6
		τ _{cl}	1.829

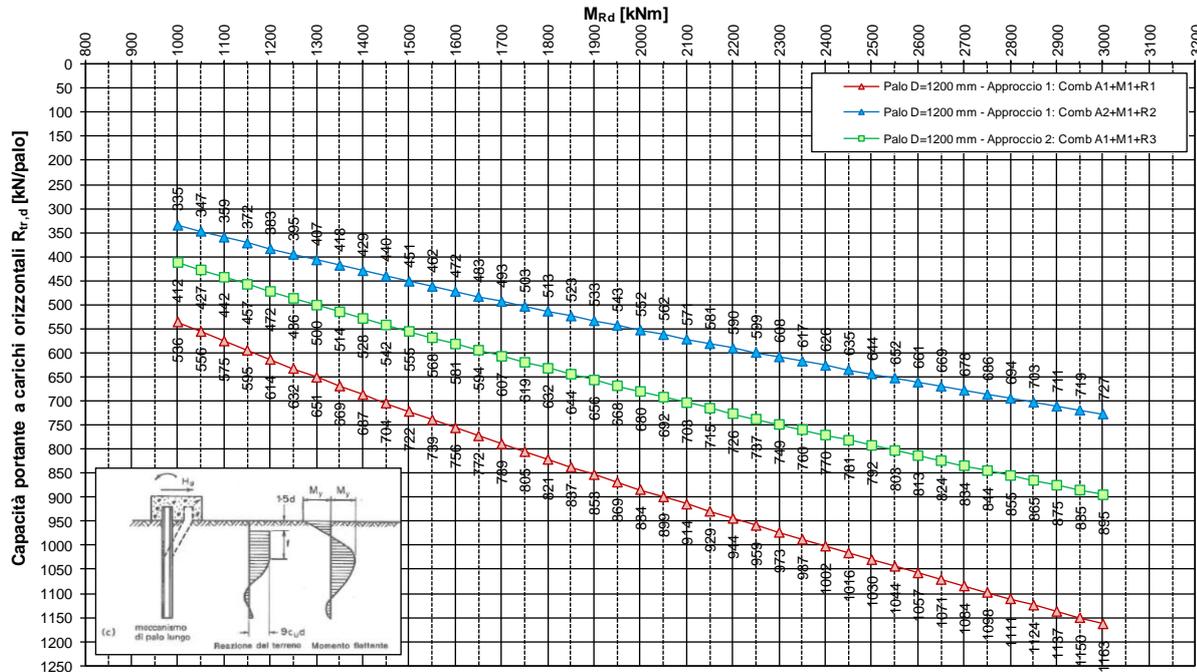
M_{xRd}: 2*037 kN m

σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 11.48 ‰
 d: 111 cm
 x: 25.93 x/d: 0.2336
 δ: 0.732

Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{tR,d} = 532 \text{ KN} > V_{Ed} = 280 \text{ KN}$$

Pali di fondazione - Opera CPO015 - ZO6
Capacità portante di progetto del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
D = 1200 mm - condizione di incastro in testa



5.13. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO

Le caratteristiche generali del sistema di isolamento sismico previsto sono descritte al punto 1.

Nella tabella seguente si riportano le massime azioni agenti (P indica l'azione normale positiva se in trazione, V2 indica l'azione orizzontale in direzione longitudinale, V3 l'azione orizzontale in direzione trasversale mentre T, M2 e M3 indicano le azioni flessionali che non sono da prendere in considerazione per il dimensionamento dei dispositivi) ottenute come somma delle azioni determinate dal modello "Fase 1" e dal modello "SLU" o "SLV").

Condizione Statica

	Fase 1	Fase 2	Fase 3		
Frame	P	P	P	N app	
	KN	KN	KN		
Sp.A	47	-1223.4	-490.69	-2084.6	5201.9
P1	48	-3755.7	-1444.1	-2605.1	10753
P2	49	-3544.6	-1384.4	-2705.7	10515
P3	50	-3353.5	-1317.1	-2686.7	10130
P4	51	-4091.9	-1581.9	-3250.4	12285
P5	52	-4201.7	-1651.1	-3180.9	12443
P6	53	-5112	-1982.2	-3430.6	14506
P7	54	-4929.4	-1905	-3230.6	13873
P8	55	-3559.8	-1409.7	-2678.9	10537
P9	56	-4073.6	-1581.7	-2705.7	11525
P10	57	-3929.5	-1517.6	-2654	11164
SP.B	58	-1191.1	-476.41	-2086	5138.7

Per la condizione sismica.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
	m				KN	KN	KN
47	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	611.354	617.385	189.697
47	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	611.354	617.385	189.697
47	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	611.354	617.385	189.697
47	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	2030.446	185.243	632.324
47	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	2030.446	185.243	632.324
47	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	2030.446	185.243	632.324
48	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	256.595	150.392	195.757
48	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	256.595	150.392	195.757
48	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	256.595	150.392	195.757
48	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	762.404	45.199	652.522
48	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	762.404	45.199	652.522
48	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	762.404	45.199	652.522

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN
49	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	282.825	134.913	206.873
49	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	282.825	134.913	206.873
49	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	282.825	134.913	206.873
49	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	892.748	40.598	689.578
49	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	892.748	40.598	689.578
49	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	892.748	40.598	689.578
50	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	195.097	115.233	232.433
50	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	195.097	115.233	232.433
50	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	195.097	115.233	232.433
50	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	613.861	34.777	774.777
50	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	613.861	34.777	774.777
50	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	613.861	34.777	774.777
51	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	851.584	101.788	299.170
51	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	851.584	101.788	299.170
51	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	851.584	101.788	299.170
51	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	2835.166	30.767	997.233
51	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	2835.166	30.767	997.233
51	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	2835.166	30.767	997.233
52	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	469.104	99.460	366.947
52	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	469.104	99.460	366.947
52	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	469.104	99.460	366.947
52	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	1557.030	29.898	1223.158
52	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	1557.030	29.898	1223.158
52	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	1557.030	29.898	1223.158
53	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	531.207	114.392	379.616
53	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	531.207	114.392	379.616
53	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	531.207	114.392	379.616
53	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	1761.521	34.337	1265.386
53	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	1761.521	34.337	1265.386
53	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	1761.521	34.337	1265.386
54	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	417.339	129.626	290.056
54	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	417.339	129.626	290.056
54	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	417.339	129.626	290.056
54	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	1374.430	39.068	966.854
54	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	1374.430	39.068	966.854
54	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	1374.430	39.068	966.854
55	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	432.165	127.878	219.967
55	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	432.165	127.878	219.967
55	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	432.165	127.878	219.967
55	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	1429.918	38.484	733.224
55	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	1429.918	38.484	733.224
55	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	1429.918	38.484	733.224
56	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	368.316	115.386	200.084
56	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	368.316	115.386	200.084
56	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	368.316	115.386	200.084
56	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	1208.736	34.621	666.946
56	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	1208.736	34.621	666.946

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	StepType	P KN	V2 KN	V3 KN
56	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	1208.736	34.621	666.946
57	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	247.457	98.953	196.244
57	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	247.457	98.953	196.244
57	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	247.457	98.953	196.244
57	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	736.827	29.698	654.146
57	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	736.827	29.698	654.146
57	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	736.827	29.698	654.146
58	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	619.043	1.843	196.407
58	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	619.043	1.843	196.407
58	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	619.043	1.843	196.407
58	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	2056.878	1.043	654.690
58	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	2056.878	1.043	654.690
58	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	2056.878	1.043	654.690
59	0.00000	hxv	LinRespSpec	Max	611.355	617.385	189.697
59	0.15000	hxv	LinRespSpec	Max	611.355	617.385	189.697
59	0.30000	hxv	LinRespSpec	Max	611.355	617.385	189.697
59	0.00000	hyv	LinRespSpec	Max	2030.446	185.243	632.324
59	0.15000	hyv	LinRespSpec	Max	2030.446	185.243	632.324
59	0.30000	hyv	LinRespSpec	Max	2030.446	185.243	632.324

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

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1 m	U2 m
271	hxv	LinRespSpec	Max	0.122261	3.421E-06
271	hyv	LinRespSpec	Max	0.036708	0.000011
272	hxv	LinRespSpec	Max	0.123186	0.042689
272	hyv	LinRespSpec	Max	0.037012	0.142297
273	hxv	LinRespSpec	Max	0.122261	3.421E-06
273	hyv	LinRespSpec	Max	0.036708	0.000011
274	hxv	LinRespSpec	Max	0.123186	0.042689
274	hyv	LinRespSpec	Max	0.037012	0.142297
275	hxv	LinRespSpec	Max	0.099918	0.000736
275	hyv	LinRespSpec	Max	0.030012	0.002453
276	hxv	LinRespSpec	Max	0.123305	0.044819
276	hyv	LinRespSpec	Max	0.037050	0.149396
277	hxv	LinRespSpec	Max	0.099917	0.000736
277	hyv	LinRespSpec	Max	0.030012	0.002453
278	hxv	LinRespSpec	Max	0.123305	0.044819
278	hyv	LinRespSpec	Max	0.037050	0.149396
279	hxv	LinRespSpec	Max	0.096820	0.001466

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1 m	U2 m
279	hyv	LinRespSpec	Max	0.029099	0.004886
280	hxv	LinRespSpec	Max	0.120243	0.048079
280	hyv	LinRespSpec	Max	0.036155	0.160262
281	hxv	LinRespSpec	Max	0.096820	0.001466
281	hyv	LinRespSpec	Max	0.029099	0.004886
282	hxv	LinRespSpec	Max	0.120243	0.048079
282	hyv	LinRespSpec	Max	0.036155	0.160262
283	hxv	LinRespSpec	Max	0.092359	0.002090
283	hyv	LinRespSpec	Max	0.027788	0.006965
284	hxv	LinRespSpec	Max	0.115557	0.054474
284	hyv	LinRespSpec	Max	0.034791	0.181579
285	hxv	LinRespSpec	Max	0.092359	0.002090
285	hyv	LinRespSpec	Max	0.027788	0.006965
286	hxv	LinRespSpec	Max	0.115557	0.054474
286	hyv	LinRespSpec	Max	0.034791	0.181579
287	hxv	LinRespSpec	Max	0.086165	0.000817
287	hyv	LinRespSpec	Max	0.025931	0.002723
288	hxv	LinRespSpec	Max	0.108846	0.068202
288	hyv	LinRespSpec	Max	0.032778	0.227340
289	hxv	LinRespSpec	Max	0.086165	0.000817
289	hyv	LinRespSpec	Max	0.025931	0.002723
290	hxv	LinRespSpec	Max	0.108846	0.068202
290	hyv	LinRespSpec	Max	0.032778	0.227340
291	hxv	LinRespSpec	Max	0.078373	0.002608
291	hyv	LinRespSpec	Max	0.023535	0.008692
292	hxv	LinRespSpec	Max	0.097836	0.085295
292	hyv	LinRespSpec	Max	0.029387	0.284318
293	hxv	LinRespSpec	Max	0.078373	0.002608
293	hyv	LinRespSpec	Max	0.023535	0.008692
294	hxv	LinRespSpec	Max	0.097836	0.085295
294	hyv	LinRespSpec	Max	0.029387	0.284318
295	hxv	LinRespSpec	Max	0.070080	0.002905
295	hyv	LinRespSpec	Max	0.021034	0.009683
296	hxv	LinRespSpec	Max	0.084471	0.088454
296	hyv	LinRespSpec	Max	0.025357	0.294848
297	hxv	LinRespSpec	Max	0.070080	0.002905
297	hyv	LinRespSpec	Max	0.021034	0.009683
298	hxv	LinRespSpec	Max	0.084471	0.088454
298	hyv	LinRespSpec	Max	0.025357	0.294848
299	hxv	LinRespSpec	Max	0.059417	0.002543
299	hyv	LinRespSpec	Max	0.017947	0.008475
300	hxv	LinRespSpec	Max	0.066057	0.067920
300	hyv	LinRespSpec	Max	0.020030	0.226401
301	hxv	LinRespSpec	Max	0.059417	0.002543
301	hyv	LinRespSpec	Max	0.017947	0.008475
302	hxv	LinRespSpec	Max	0.066057	0.067920
302	hyv	LinRespSpec	Max	0.020030	0.226401

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1 m	U2 m
303	hxv	LinRespSpec	Max	0.049586	0.001618
303	hyv	LinRespSpec	Max	0.014972	0.005394
304	hxv	LinRespSpec	Max	0.050430	0.051190
304	hyv	LinRespSpec	Max	0.015314	0.170633
305	hxv	LinRespSpec	Max	0.049585	0.001618
305	hyv	LinRespSpec	Max	0.014972	0.005394
306	hxv	LinRespSpec	Max	0.050430	0.051190
306	hyv	LinRespSpec	Max	0.015314	0.170633
307	hxv	LinRespSpec	Max	0.038133	0.001051
307	hyv	LinRespSpec	Max	0.011441	0.003503
308	hxv	LinRespSpec	Max	0.033230	0.046127
308	hyv	LinRespSpec	Max	0.009969	0.153756
309	hxv	LinRespSpec	Max	0.038133	0.001051
309	hyv	LinRespSpec	Max	0.011441	0.003503
310	hxv	LinRespSpec	Max	0.033230	0.046127
310	hyv	LinRespSpec	Max	0.009969	0.153756
311	hxv	LinRespSpec	Max	0.026643	0.000632
311	hyv	LinRespSpec	Max	0.007996	0.002106
312	hxv	LinRespSpec	Max	0.015210	0.044827
312	hyv	LinRespSpec	Max	0.004564	0.149423
313	hxv	LinRespSpec	Max	0.026643	0.000632
313	hyv	LinRespSpec	Max	0.007996	0.002106
314	hxv	LinRespSpec	Max	0.015210	0.044827
314	hyv	LinRespSpec	Max	0.004564	0.149423
315	hxv	LinRespSpec	Max	0.000000	3.544E-06
315	hyv	LinRespSpec	Max	0.000000	0.000012
316	hxv	LinRespSpec	Max	0.000395	0.044199
316	hyv	LinRespSpec	Max	0.000223	0.147330
317	hxv	LinRespSpec	Max	0.000000	3.544E-06
317	hyv	LinRespSpec	Max	0.000000	0.000012
318	hxv	LinRespSpec	Max	0.000395	0.044199
318	hyv	LinRespSpec	Max	0.000223	0.147330

Dai valori sopra riportati si deduce immediatamente che gli isolatori devono garantire spostamenti orizzontali pari a $125 * 2 = 250$ mm.

5.14. 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).

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1 m	U2 m
271	hxc	LinRespSpec	Max	0.155674	4.352E-06
271	hyc	LinRespSpec	Max	0.046746	0.000015
272	hxc	LinRespSpec	Max	0.156653	0.054303
272	hyc	LinRespSpec	Max	0.047078	0.181011

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

- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 150 mm;

- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 150 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 150 mm;

Il varco strutturale tra la testata della soletta e il muro frontale di spalla sarà non inferiore a 300 mm in modo tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

5.15. DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISORIALI

5.15.1. Predalle

La soletta di impalcato presenta una sezione trasversale caratterizzata da 2 campate centrali ($L = 4.875$ m) e due sbalzi terminali ($L = 3.50$ m) per una larghezza complessiva di 16.75 m. Le lastre predalle sono verificate per la fase di getto della soletta. Dal punto di vista esecutivo, per ovviare a problemi di dimensionamento degli sbalzi, si prevede di effettuare un getto suddiviso in due fasi:

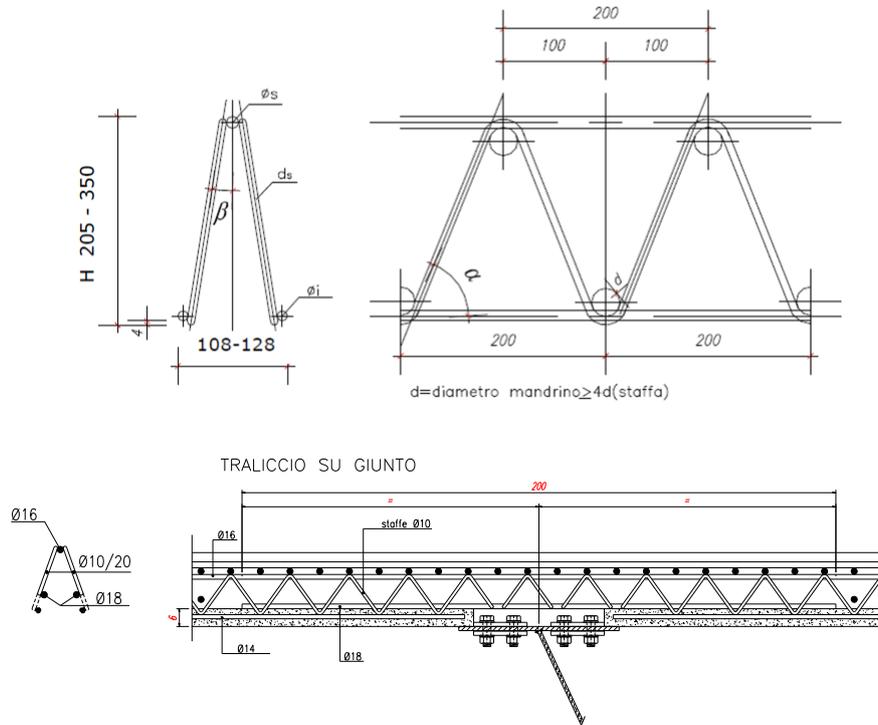
- Fase 1 – Getto delle due campate centrali e della sola porzione di sbalzo adiacente alle piattabande del cassone per una larghezza di 1.90 m;
- Fase 2 – A getto di prima fase indurito, montaggio della veletta di bordo e getto della rimanente porzione di sbalzo (larghezza 1.60m).

Per le lastre predalle si prevedono moduli da 240 cm, armati con 6 tralicci, ognuno di essi costituito da due ferri longitudinali inferiori $\phi_i = 14$ mm ed uno superiore $\phi_s = 16$ mm e da una doppia staffatura continua $d_s = 10$ mm/200 (vedi schema di seguito riportato). Per il traliccio si prevede un'altezza complessiva di 240mm. In corrispondenza degli appoggi costituiti dalle piattabande superiori del cassone metallico (dove il momento negativo è alto), si prevede una modifica del traliccio con la saldatura alle staffe di $2\phi_{18}$ inferiori al posto dei $2\phi_{14}$, il tutto come rappresentato nello schema di seguito riportato.

Le caratteristiche geometriche assunte per il traliccio sono le seguenti:

- $h = \text{interasse } \phi_s - \phi_i = 221$ mm;
- $h' = \text{interasse } \phi_s - \phi_i$ nella zona di giunto = 182 mm;
- $\alpha = 66^\circ$;
- $\beta = 6^\circ$.

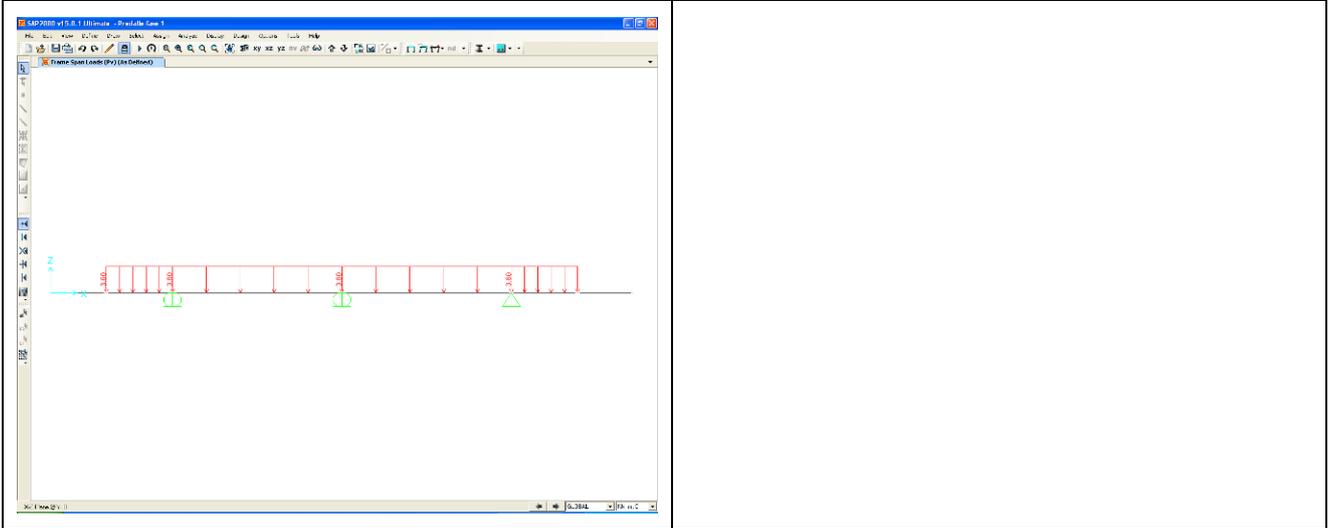
VISTA TRALICCIO



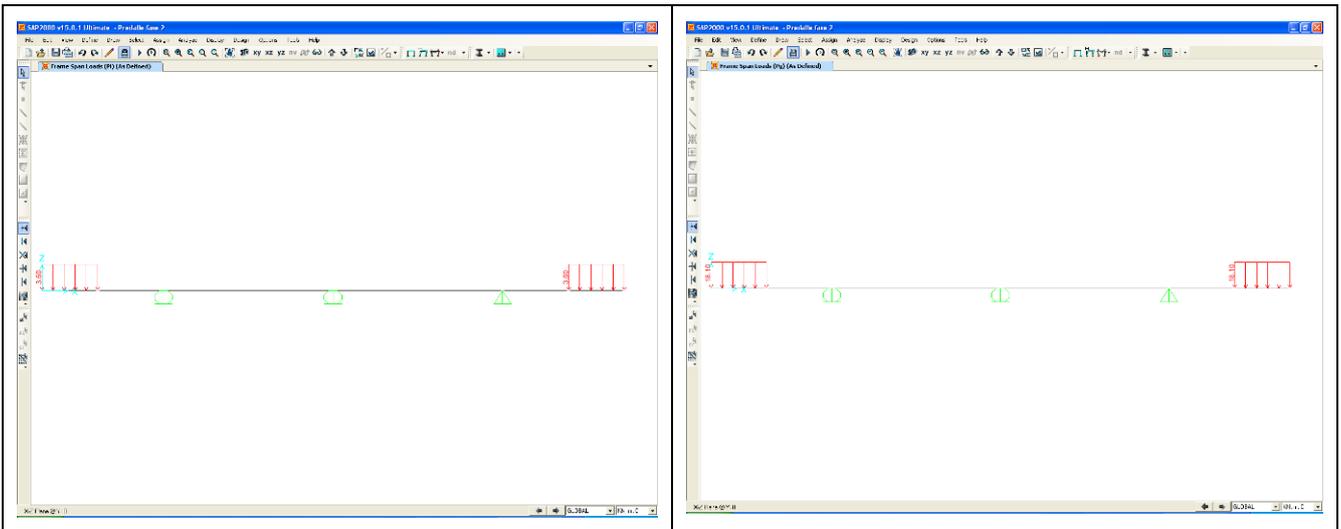
I carichi in gioco sono di seguito riassunti:

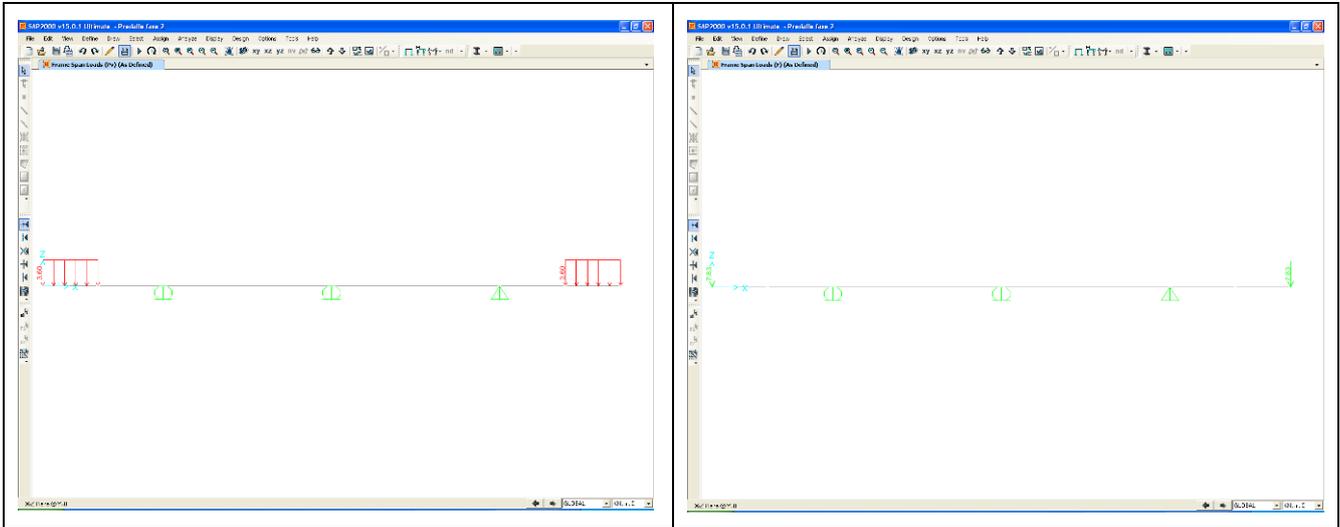
- p_L = peso lastra ($\gamma=25\text{kN/mc}$) = 3.60 kN/m;
- p_g = peso getto ($\gamma=26\text{kN/mc}$) = 18.10 kN/m;
- p_v = sovraccarico di costruzione (1.50kN/mq) = 3.60 kN/m;
- F = Peso veletta e sopralzo del cordolino terminale = 7.83 kN.

Sono da prevedersi due schemi di calcolo, uno per la fase 1 ed uno per la fase 2. Le figure che seguono illustrano i relativi modelli di calcolo; si precisa che nel modello di calcolo per la fase 1 il momento d'inerzia della lastra predalle è stato calcolato tenendo conto del contributo offerto dall'armatura metallica ($J_{id} = 43447 \text{ cm}^4$).



Carichi applicati al modello 1





Carichi applicati al modello 2

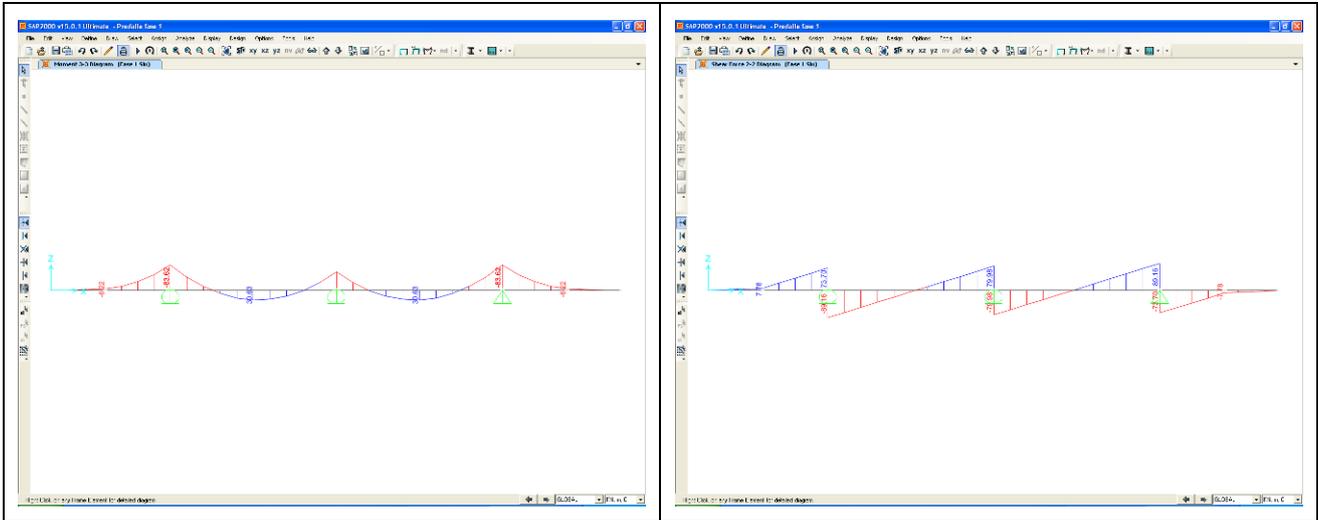
I carichi per le due fasi di costruttive sono fattorizzati secondo le seguenti combinazioni:

- Fase 1 SLU – $1.35p_l + 1.35p_g + 1.50p_v$;
- Fase 2 SLU – $1.35p_l + 1.35p_g + 1.35F + 1.50p_v$.

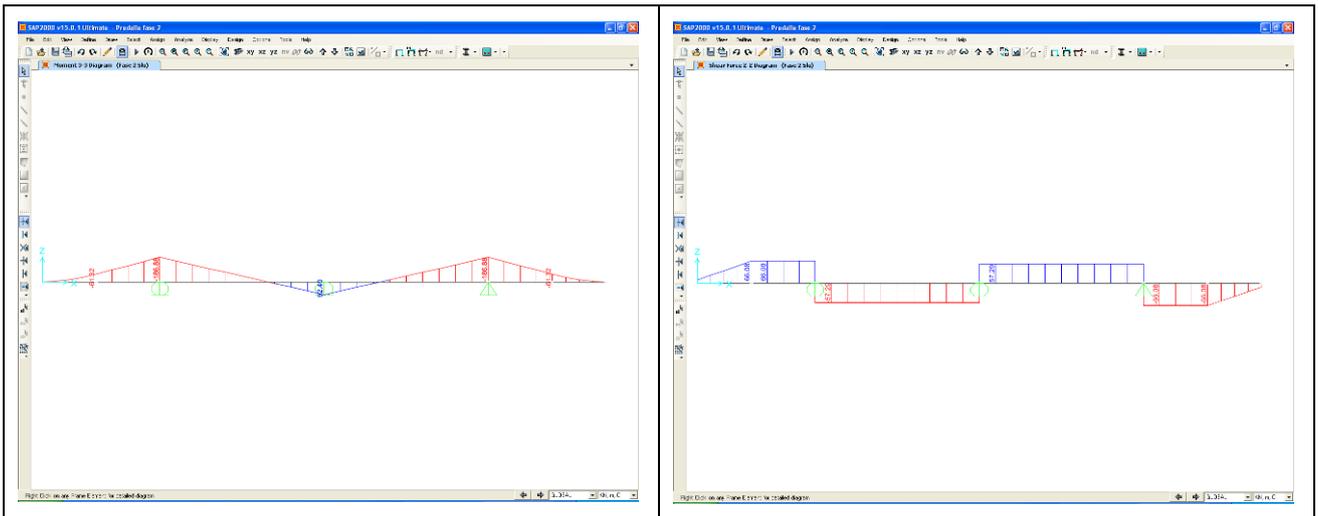
La freccia residua all'estremità dello sbalzo è calcolata con riferimento ai seguenti carichi:

- $p_l + p_g$ (fase 1) (+) $p_l + p_g + F$ (fase 2).

Nelle figure che seguono si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di progetto.



Diagrammi fase 1



Diagrammi fase 2

Verifiche

1. Lo spostamento verticale totale residuo all'estremità dello sbalzo ammonta a:

$$f = 12.2 \text{ mm (fase 1)} + 5.2 \text{ mm (fase 2)} = 17.4 \text{ mm (} 2L/f = 402 \text{)}$$

2. Verifica a momento negativo in corrispondenza dell'appoggio

Si verificano a trazione le barre superiori e si esegue la verifica di stabilità a compressione delle barre inferiori.

Le figure che seguono riassumono l'esito delle verifiche.

Md	83.62	kNm
h	182	mm
nf	6	
F	76.6	kN
ϕ	16	mm
γ_s	1.15	
Nrd	78.7	kN

Verifica a trazione delle barre superiori

Md	83.62	kNm
h	182	mm
nf	12	
F	38.3	kN
Lo	200	mm
ϕ	18	mm
A	254	mmq
I	5153	mm ⁴
fy	450	N/mm ²
Ncr	267.00	kN
λ	0.65	
ϕ	0.83	
ξ	0.75	
γ_s	1.15	
Nrd	74.9	kN

Verifica a compressione delle barre inferiori

3. Verifica a momento positivo in campata

Md	30.63	kNm
h	221	mm
nf	12	
F	11.5	kN
ϕ	14	mm
γ_s	1.15	
Nrd	60.2	kN

Verifica a trazione delle barre inferiori

Md	30.63	kNm
h	221	mm
nf	6	
F	23.1	kN
Lo	200	mm
ϕ	16	mm
A	201	mmq
I	3217	mm ⁴
fy	450	N/mmq
Ncr	166.69	kN
λ	0.74	
ϕ	0.90	
ξ	0.70	
γ_s	1.15	
Nrd	55.2	kN

Verifica a compressione delle barre superiori

4. Verifica a momento negativo in corrispondenza della sezione di ripresa di getto di seconda fase

La sezione esaminata è quella maggiormente sollecitata in seconda fase. Nella figura che segue si riporta l'esito della verifica a trazione delle barre superiori.

Md	61.22	kNm
h	221	mm
nf	6	
F	46.2	kN
ϕ	16	mm
γ_s	1.15	
Nrd	78.7	kN

Verifica a trazione delle barre superiori

5. Verifica a taglio

La resistenza a taglio del sistema è affidata alle staffe che lavorano secondo un meccanismo a traliccio con bracci inclinati alternativamente tesi e compressi. Si riporta la verifica di stabilità a compressione del braccio compresso più caricato.

Lo sforzo di compressione nel singolo braccio è calcolato come: $F_d = [V/(2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta)]/12 = 4.09 \text{ kN}$

F	4.1	kN
Lo	228	mm
ϕ	10	mm
A	79	mmq
I	491	mm ⁴
fy	450	N/mmq
Ncr	19.57	kN
λ	1.34	
ϕ	1.68	
ξ	0.37	
γ_s	1.15	
Nrd	11.4	kN

Verifica a compressione del braccio del traliccio