



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

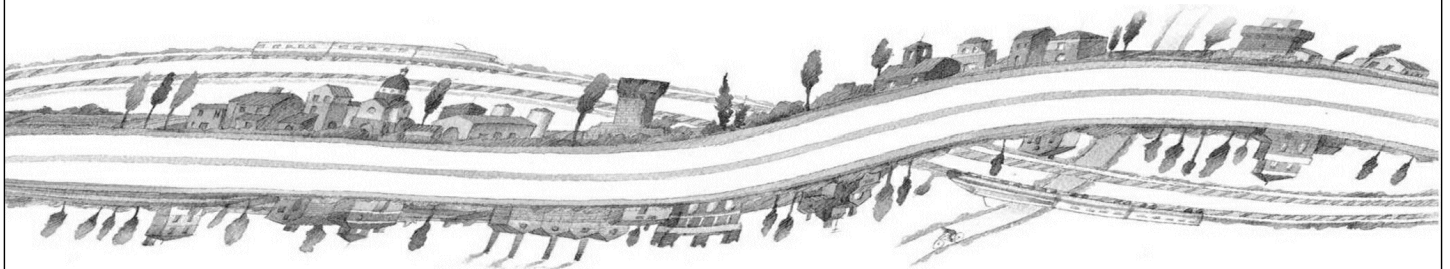
PROGETTO DEFINITIVO

D02 (EX 1RE) - VARIANTE ALLA S.P. N.41 IN CORRISPONDENZA DEL TRACCIATO CISPADANO - TRATTO TRA S.P. N. 60 E BRESCELLO

OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

DPO03 - PONTE CANALE DI BRESCELLO



IL PROGETTISTA

Ing. Rodolfo Biondi
Albo Ing. Modena n° 1256



R. Biondi

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. Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				W. GIANAROLI	R. BIONDI	E. SALSII		
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: -
4945	PD	0	D02	DPO03	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2.	NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO.....	6
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.	INCIDENZA	8
5.	DATI DI BASE	9
5.1.	DATI GENERALI	9
5.2.	APERTURA LIMITE DELLE FESSURE	9
5.3.	DATI SISMICI	10
5.4.	PARAMETRI GEOTECNICI	10
6.	CRITERI DI CALCOLO	13
6.1.	SPALLA	13
6.1.1.	Angolo d'attrito terreno/parete	13
6.1.2.	Spinta delle terre: fase statica	13
6.1.3.	Spinta delle terre: fase sismica.....	13
6.1.4.	Stato Limite Ultimo	14
6.1.4.1	<i>Situazione Statica</i>	14
6.1.4.2	<i>Situazione Sismica</i>	14
6.1.5.	Stato Limite di Esercizio	15
6.1.5.1	<i>Combinazione 'rara'</i>	15
6.1.5.2	<i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente'</i>	15
6.1.6.	Sovraccarico su terrapieno.....	15
6.1.7.	Pareti di risvolto – Fase Sismica	20
6.1.8.	Paraghiaia	21
6.1.9.	Orecchie	21
6.1.10.	Pali	21
6.1.10.1	<i>Verifiche Geotecniche</i>	21
6.1.10.2	<i>Verifiche SLU: Taglio</i>	21
6.1.10.3	<i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i>	22
6.1.10.4	<i>Verifiche SLE</i>	22
6.1.11.	Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto	23
6.2.	IMPALCATO	24
7.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA.....	25
7.1.	ANALISI CON CODICE DI CALCOLO	25
7.1.1.	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	31
7.1.1.1	<i>PARAGHIAIA</i>	31
7.1.1.2	<i>PLATEA DI FONDAZIONE</i>	34
7.1.1.3	<i>PALI</i>	37

7.1.2.	Verifica a fessurazione – SLE	41
7.1.2.1	<i>PARAGHIAIA</i>	42
7.1.2.2	<i>PLATEA DI FONDAZIONE</i>	43
7.1.2.3	<i>PALI</i>	44
7.1.3.	Verifica a capacità portante per carichi verticali	45
7.1.4.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	47
8.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILA TRADIZIONALE	50
8.1.	ANALISI CON CODICE DI CALCOLO	50
8.1.1.	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	54
8.1.1.1	<i>FUSTO</i>	54
8.1.1.2	<i>PLATEA DI FONDAZIONE</i>	58
8.1.1.3	<i>PALI</i>	61
8.1.2.	Verifica a fessurazione – SLE	65
8.1.2.1	<i>FUSTO</i>	66
8.1.2.2	<i>PLATEA DI FONDAZIONE</i>	67
8.1.2.3	<i>PALI</i>	68
8.1.3.	Verifica a capacità portante per carichi verticali	69
8.1.4.	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali	71
9.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILA-DIAFRAMMA.....	74
9.1.	ANALISI CON CODICE DI CALCOLO	74
9.1.1.	Verifiche di Resistenza – SLU/SLV	77
9.1.1.1	<i>PULVINO</i>	77
9.1.1.2	<i>DIAFRAMMI</i>	82
9.1.2.	Verifica a fessurazione – SLE	89
9.1.2.1	<i>PULVINO</i>	89
9.1.2.2	<i>DIAFRAMMI</i>	91
9.1.3.	Verifica a capacità portante per carichi verticali	92
10.	DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO	94
10.1.	INTRODUZIONE	94
10.2.	SISTEMA DI VINCOLAMENTO	94
10.3.	ALLEGATO A : IMPALCATO	96

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda il Ponte denominato "DPO03", previsto nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte è denominato "**Canalazzo di Brescello**" ed è posto alla progr. 0+446.5 m (Spalla Ovest) ed ha lunghezza totale pari a 125.0 m (distanza tra asse appoggi sulle spalle). Il ponte presenta 5 luci, di cui 3 centrali da 30 m e le due laterali da 17.5 m. Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante un impalcato di larghezza totale 11.90 m. Il Ponte è in rettilineo ($R_{\min} \equiv \infty$).

L' **impalcato** è realizzato mediante n°4 travi a 'V' poste ad interasse 2.52 m. L'impalcato è previsto con funzionamento a catena cinematica, con funzionamento iperstatico rispetto alle azioni longitudinali, ma svincolando le singole campate rispetto al trasferimento delle azioni di tipo flessionale.

Gli **appoggi** sono "isolatori elastomerici" e tipo "Vasoflon".

Il **sistema di vincolo** del ponte è pensato per garantire l'isolamento sismico del ponte in direzione longitudinale, mentre in direzione trasversale le forze vengono trasferite alle sottostrutture, mediante appoggi a elastomero confinato con slitta longitudinale.

Più in dettaglio, per ogni appoggio saranno disposti:

- 2 appoggi tipo Vasoflon con guida longitudinale
- 2 isolatori elastomerici a disco confinato

Tutti i dispositivi di isolamento sono progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo e risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

Gli elementi di sostegno ai quali sono trasmesse le azioni longitudinali e le azioni trasversali sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo.

Sono presenti inoltre ritegni sismici di emergenza in direzione trasversale (realizzati in cemento armato), i quali non possono però essere considerati come dispositivi di ritenuta adatti a fenomeni ciclici perché durante un evento sismico sono elementi soggetti a fenomeni di martellamento.

Le spalle sono di tipo 'passante'.

Esse sono costituite da:

- una fondazione di spessore 1.50 m , larghezza 5.6 m, lunghezza 11.90 m
- un paraghiaia di spessore 0.60 m, altezza media 2.15 m, lunghezza 11.90 m
- due pareti di risvolto di spessore 0.50 m, altezza 2.35 m, lunghezza 2.65 m

Ogni spalla grava su n°8 pali Ø1000 di lunghezza 32 m.

Pile – le due pile esterne sono del tipo con fusto verticale e dado di fondazione, mentre le due pile centrali (in corrispondenza dello scavalco del Canalazzo Brescello) sono realizzate come pila-diaframma.

Le pile esterne sono costituite da:

- un pulvino di spessore 3.00 m , altezza 1.5 m, lunghezza 11.9 m
- un fusto verticale di spessore 2.00 m , altezza 7.25 m, lunghezza 11.9 m
- un plinto di fondazione di spessore 1.5 m, larghezza 7 m, lunghezza 12.4 m

Ogni pila grava su n°8 pali Ø1000 di lunghezza 32 m.

Le pile centrali sono costituite da:

- un pulvino di spessore 3.0 m , altezza 2.0 m, lunghezza 11.9 m

Ogni pila grava su n°5 diaframmi 80x250 di lunghezza a 30 m.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche identiche a quelle dell'opera ora progettata, a meno della lunghezza delle campate. Erano infatti previste 5 campate da 25 m; per migliorare lo scavalco sul Brescello si sono però rimodulate le luci arrivando alla configurazione di progetto, mantenendo inalterata la lunghezza totale.

Fig. 1-1

CARPENTERIA IMPALCATO
SEZIONE TRASVERSALE TIPO

SCALA 1:50

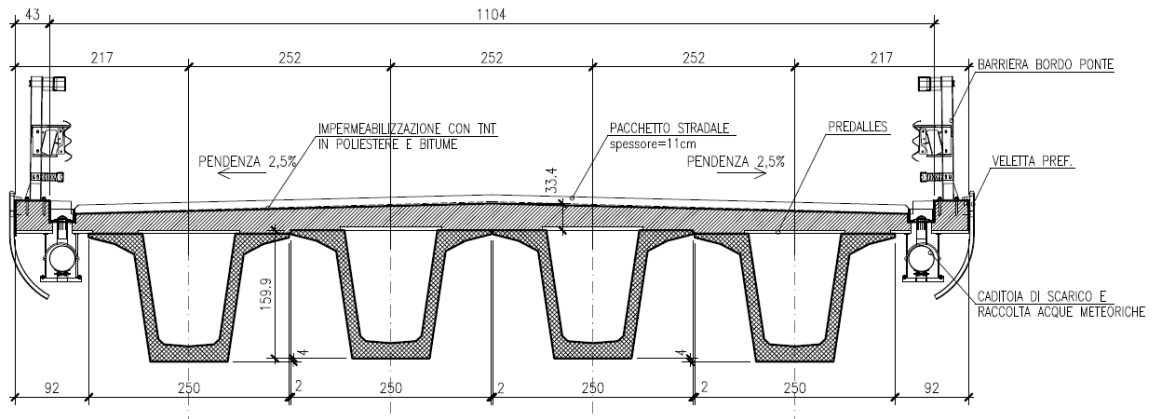
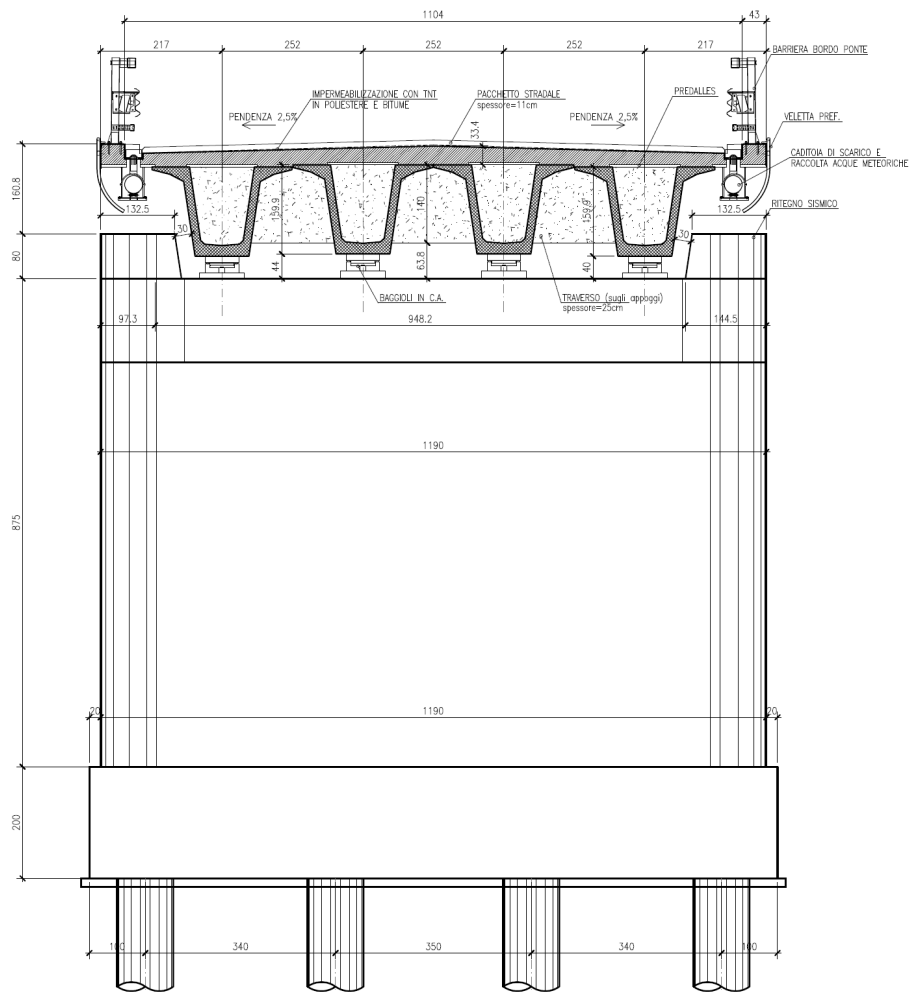


Fig. 1-2

CARPENTERIA IMPALCATO
SEZIONE TRASVERSALE
SEZIONE SUGLI APPOGGI

SCALA 1:50



2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Si veda in proposito l'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01_A - Elenco delle Normative di riferimento.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si veda in proposito gli elaborati:

- PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01_A - Tabella materiali e classi di esposizione calcestruzzo
- PD_0_0000_0000_0_GE_KT_02_A - Vita Utile e Classi d'Uso delle opere.

4. INCIDENZA

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

AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA													
INCIDENZE ACCIAIO 08 - PONTI ACCIAIO/CLS e CAP													
Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc										
			Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave di coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)
B	PONTI CAP												
DPO03	Ponte Canale Brescello	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	140				60	60		200	80		
DPO03	Ponte Canale Brescello	PILA su Pali	140				100	70		200			
DPO03	Ponte Canale Brescello	PILA su Diaframmi		75		80			50	200		160	
DPO03	Ponte Canale Brescello	IMPALCATO											

5. DATI DI BASE

5.1. DATI GENERALI

- Luce massima (interasse appoggi): 30.0 m
- Impalcati: 1
- Larghezza impalcato: 11.90 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 2
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 3
- Travi: CAP (n°4 per impalcato)
- Spalle: Passanti

5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE

Secondo quanto riportato nell'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01_A, viene determinata per ogni tipologia di getto in conglomerato cementizio armato la classe di esposizione: ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III delle NTC08, qualifica automaticamente la "Condizione ambientale".

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella seguente sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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

In sintesi, tenuto conto di quanto al par. 4.1.2.2.4.1 della Norma, l'apertura limite delle fessure risulta:

- Pali e Diaframmi, Fondazioni (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Pila, Spalla, Traversi, Predalles, Travi (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Travi (armatura pretesa); Soletta
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm

5.3. DATI SISMICI

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

- Longitudine: 10.488280°
- Latitudine: 44.888711°
- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: III $\rightarrow C_u = 1.5$;
- Probabilità di superamento ' P_{VR} ' per lo Stato SLV : 10%
- Periodo di Ritorno ' $T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR}) = 712$ anni
- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Fattore di struttura: $q = 1$ (struttura isolata sismicamente, paragrafo 7.10 delle NTC08);
- $a_{gh} : 0.106 \cdot 1.5 = 0.159g$; $a_{gv} : 0.046g$

5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento 'Criteri Generali per le verifiche Geotecniche'.

Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ [\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ [\text{M2}]$$

dove:

γ : peso specifico del terrapieno

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

\varnothing' : angolo d'attrito *efficace* del terrapieno

Per quanto riguarda i parametri del terreno in sito, di seguito si riporta la scheda di caratterizzazione geotecnica per l'opera in oggetto.

TABELLA 5-1: INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO PER STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE

sigla indagine	campagna di indagine	pk (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
1RE-BH 4	Geoservice - 2011	xx+xxx.xx	24.528	40.0	C(10)
1RE-BH 5	Geoservice - 2011	xx+xxx.xx	23.209	40.0	TA(3-8)
1RE-CPTU09	Geoservice - 2011	xx+xxx.xx	24.668	39.91	-
1RE-CPTU10	Geoservice - 2011	xx+xxx.xx	23.155	39.91	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (quota cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).

TABELLA 5-2: UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE INDIVIDUATE LUNGO IL TRACCIATO

Unità	Descrizione
R/V	Terreno di riporto e terreno vegetale
1	Argilla limosa/Limo argilloso
2	Sabbia limosa/Limo sabbioso
3	Sabbia con $D_r < 50\%$
4	Sabbia con $50\% < D_r < 70\%$
5	Sabbia con $D_r > 70\%$
6	Torba/Argilla organica

TABELLA 5-3: CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA

Profondità (m da p.c.) (Q_{ref} 23.90 m s.l.m.)	Unità	z_w (m)	γ_n (kN/m ³)	φ' (*) (°)	c' (*) (kPa)	c_u (*) (kPa)	E' (MPa)	M (MPa)
0.0÷1.5	Superficiale	4.2	18.0	-	-	60-100	3.715+0.13z	5+0.175z
1.5÷14.0	1	4.2	18.0	-	-	60-100	3.715+0.13z	5+0.175z
14.0÷20.0	3	4.2	18.5	30-33	0	-	25	-
20.0÷21.0	1	4.2	18.0	-	-	60-100	3.715+0.13z	5+0.175z
21.0÷29.0	4	4.2	19.0	32-34	0	-	45	-
29.0÷30.0	5	4.2	19.5	33-35	0	-	70	-
30.0÷31.0	4	4.2	19.0	32-34	0	-	45	-
31.0÷35.0	5	4.2	19.5	33-35	0	-	70	-
35.0÷36.0	1	4.2	18.0	-	-	60-100	3.715+0.13z	5+0.175z
36.0÷38.0	6	4.2	16.5	-	-	80-90	8.17	11
Da 38.0	1	4.2	18.0	-	-	60-100	3.715+0.13z	5+0.175z

							13z	
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/m^3);						
(*)	=	Il valore caratteristico di tale parametro viene determinato come segue:						
	•	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 ($^\circ$);						
c'	=	valore della coesione efficace (kPa);						
C_u	=	valore della coesione non drenata (kPa);						
E'	=	modulo di Young (MPa);						
M	=	valore del modulo edometrico.						

Per quanto riguarda i livelli di falda, estratti dal Documento “*Livelli di falda da adottare nella progettazione definitiva delle viabilità di adduzione e collegamento*”, si assumono i seguenti valori:

- Verifiche geotecniche: capacità portante di pali/diaframmi
Falda di progetto = 0.0 m da piano campagna.
- Progettazione e verifiche relative a tombini, scatolari stradali, trincee e muri di sostegno, edifici, basamenti, vasche di trattamento acque
Falda di progetto = 0.5 m da piano campagna.
- Opere provvisorie, scarpate provvisorie, problematiche di cantiere
Falda di cantiere = 1.5 m da piano campagna.
- Progettazione rete di smaltimento acque superficiali
Falda idraulica = 1.0 m da piano campagna.

6. CRITERI DI CALCOLO

6.1. SPALLA

6.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete

Viene assunto nullo, a favore di sicurezza.

6.1.2. Spinta delle terre: fase statica

Quale valore del Coefficiente di spinta si assume quello 'a riposo'. Il valore è pari a:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 38^\circ = 0.38$$

6.1.3. Spinta delle terre: fase sismica

Si adotta la formula di Mononobe-Okabe

L'espressione adottata è quella di EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.2:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta * \sin^2 \psi * \sin(\psi - \vartheta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- ψ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

Nel caso in questione: $\psi = 90^\circ$

- δ : angolo d'attrito terreno/parete

Nel caso in questione si assume, a favore di sicurezza: $\delta = 0^\circ$

- \varnothing : angolo di attrito del materiale costituente il terrapieno

In funzione di quanto al par. 4.5 si ha: $\varnothing = 38^\circ$

$$\theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

$$k_h = 0.159 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.80 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 8.38^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 9.80^\circ$$

In definitiva il coefficiente di spinta in fase sismica 'kE' risulta:

$$k_E (k_{v-}) = 0.336 ; k_E (k_{v+}) = 0.319$$

Il vettore spinta, ortogonale alla parete, va poi moltiplicato per il fattore $(1 \pm kv)$ [espressione E.1 di Norma citata]. Per quanto precisato in Relazione Geotecnica l'espressione è da assumere con segno \pm invertito. Si ottiene:

$$k_E = \text{MAX}[(1-0.080)*0.336 ; k_E = (1+0.080)*0.319] = \text{MAX}[0.309 ; 0.345] = \underline{\underline{0.345}}$$

6.1.4. Stato Limite Ultimo

6.1.4.1 Situazione Statica

Premessa generale è che le azioni trasversali (vento, eventuale azione centrifuga) non sono certo dimensionanti per spalle la cui dimensione trasversale minima (in caso ospitino un solo impalcato) è di circa 17 m.

In conseguenza di ciò e con riferimento alla Tab.5.1.IV della Norma, i Gruppi di Azioni da prendersi in conto sono '1' e 2a'.

In entrambi i Gruppi, quale coefficiente ' γ ' (Norma, Tab.5.1.V) si assumerà il valore 1.35 per tutte le 'azioni elementari' (Permanenti da impalcato e da spalla, Attrito appoggi, Carico Tandem, Carico distribuito su impalcato, Frenatura), mentre si assumerà un valore 1.50 per quanto riguarda il sovraccarico sul terrapieno.

Quali coefficienti Ψ (Norma, Tab.5.1.VI) assumerà :

- Gruppo 1

Variabili 'Tandem' e relativo attrito appoggi: 1.0 ; Variabili 'Distribuito' e relativo attrito appoggi: 1.0 ;

Frenatura: 0.0

- Gruppo 2a

Variabili 'Tandem' e relativo attrito appoggi: 0.75 ; Variabili 'Distribuito' e relativo attrito appoggi: 0.40 ;

Frenatura: 1.0

Tranne ove esplicitamente dichiarato il carico derivante dalla folla non viene preso in conto (assenza di marciapiedi).

6.1.4.2 Situazione Sismica

Si prenderà in conto la sola situazione di Sisma prevalente in direzione longitudinale (vedi premessa a Situazione Statica).

6.1.5. Stato Limite di Esercizio

6.1.5.1 Combinazione 'rara'

Risulta significativa solo quando si effettua una redistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste redistribuzioni di sorta. Di conseguenza la combinazione 'rara non verrà considerata.

6.1.5.2 Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente'

Le corrispondenti aperture limite delle fessure (par. 4.3) sono pari rispettivamente a 0.4 e 0.3 mm. Considerata la Fase Progettuale e volendo mantenere un 'margine' sulle quantità d'armature che risulteranno dal futuro Progetto Esecutivo, per semplicità di analisi – ed operando comunque a favore di sicurezza – nelle analisi che seguono si prenderà in esame la sola combinazione 'frequente' pur applicando come limite dell'ampiezza delle fessure quella corrispondente alla combinazione 'quasi permanente'.

6.1.6. Sovraccarico su terrapieno

Ai sensi del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare Feb 09 gli assi tandem possono essere sostituiti da un carico uniforme di valore pari a :

$$q(Q) = Q_{ik}/(3.0*2.20)$$

Detto carico uniforme risulta – per le singole corsie – pari a:

$$1a \text{ Corsia: } q(Q1) = 90.9 \text{ kN/m}^2; 2a \text{ Corsia: } q(Q2) = 60.6 \text{ kN/m}^2; 3a \text{ Corsia: } q(Q3) = 30.3 \text{ kN/m}^2$$

$$4a \text{ Corsia: } q(Q4) = 0 \text{ kN/m}^2$$

Ai su elencati carichi, estesi su una lunghezza pari a 2.2 m, va sommato quello dovuto ai carichi q_{ik} , estesi indefinitamente:

$$1a \text{ Corsia: } q(q1) = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$2a, 3a \text{ e } 4a \text{ Corsia: } q(q2) = q(q3) = q(q4) = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Per semplicità di analisi e a seguito di considerazioni riportate in 'NOTA' si assume un valore unico del sovraccarico per l'intero terrapieno, valore esteso sull'intero estradosso del cuneo di spinta, pari a:

$$q_v = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

La diffusione di tale sovraccarico lungo l'altezza, sempre ai sensi del paragrafo della Circolare già citato, comporterebbe poi una diminuzione del valore del sovraccarico alle varie quote.

Sempre a favore di sicurezza si assume un andamento costante pari al valore massimo.

In conseguenza al coefficiente di spinta su precisato (0.38) si assume in definitiva un sovraccarico orizzontale uniforme lungo l'altezza pari a:

$$q_o = 0.384 \cdot 25 = 9.5 \text{ kN/m}^2$$

NOTA

Ogni corsia – di larghezza 3.0 m - trasmette alla parete un'azione orizzontale dovuta in parte al carico verticale distribuito 'q', indefinitamente esteso a tergo e in parte al carico 'Q', esteso su una profondità a tergo pari a 2.2 m. Entrambi i carichi cambiano da corsia a corsia.

Affiancando le 4 corsie si ottiene un'azione orizzontale totale 'R': si cerca quel carico verticale uniforme che induce la stessa azione 'R'.

Il problema è di valutare l'azione dovuta al carico 'Q'. Si opera in conseguenza a quanto riportato in figg. 5.1-1 e -2.

1) Determinazione di ε (fig.5.1-2)

$$c = 0 \Rightarrow B = 0 ; \quad \alpha = \delta = \beta = 0 \Rightarrow M = \sin \varphi ;$$
$$\varphi = 38^\circ ; \quad \tan \varepsilon = \cos \varphi / (1 + \sin \varphi) = 0.49 \Rightarrow \varepsilon = 26^\circ$$

2) Determinazione di θ (fig.5.1-1)

$$\theta = 38 + 26 = 64^\circ$$

3) Determinazione dell'altezza di spinta h_f

$$a = 0 \text{ m} \Rightarrow h_f \text{ inizia da sommità parete ; } b = 2.2 \text{ m ; } h_f = 2.2 \cdot \text{tg}(90 - 64) = 2.2 \cdot \text{tg}26^\circ = 1.07 \text{ m}$$

4) Determinazione della Risultante generica ΔS

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni di $\Delta \sigma$ in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f_a' risulta pari a:

$$\Delta S = f_a * b * \sin(\theta - \varphi) / \cos(\theta - \varphi) ; \theta - \varphi = \varepsilon = 26^\circ \Rightarrow \Delta S = f_a * 2.2 * \operatorname{tg} 26^\circ = f_a * 1.07$$

5) Determinazione della Risultante ΔS_i dovuta ai carichi Q_{ik} per la singola corsia i-esima

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta S_1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{Corsia: } \Delta S_2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S_3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S_4 = 0 \text{ kN/m}$$

I carichi di cui sopra sono riferiti ad una striscia di parete di lunghezza unitaria, come anche i successivi ΔV_i

6) Determinazione della Risultante ΔV_i dovuta ai carichi q_{ik} per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta V_1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m} ; 2^\circ\text{-}4^\circ \text{Corsia: } \Delta V_{2-3-4} = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S_3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S_4 = 0 \text{ kN/m}$$

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n°4 corsie nomin ali)

$$R = 3.0 * [1.07 * (90.9 + 60.6 + 30.3) + (23.9 + 3 * 6.7)] = 715 \text{ kN}$$

8) Determinazione del sovraccarico equivalente 'q_v'

$$q_v * 0.38 * 7.0 * 12.0 = 715 \text{ kN} \Rightarrow q_v = 22.4 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m²

FIG. 6.1-1

Strip surcharge

For vertical strip loading f_s acting parallel with structure on the ground surface along an infinitely long strip the trapezoidal increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_f is assumed - see figure.

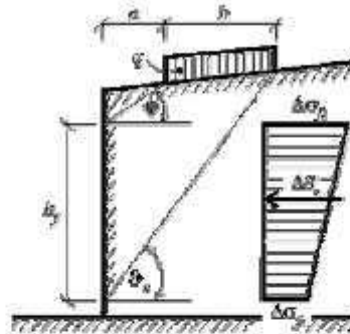


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading f_s

This segment is determined by intersection of the structure and lines drawn from the edge points of the strip loading having slopes associated with angles φ and δ_c . The angle δ_c corresponding to critical slip plane follows from:

$$\delta_c = \varphi + \delta$$

The formula is described in details in section "Active earth pressure - line surcharge".

Variation of pressure increment is trapezoidal; the larger intensity of $\Delta\sigma_u$ is applied at the upper end while the smaller intensity of $\Delta\sigma_b$ at the bottom end. The two increments are given by:

$$\Delta\sigma_u = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 + \frac{a}{a+b} \right)$$

$$\Delta\sigma_b = \frac{f_s b K_q}{h_f} \left(1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

where: f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge acting normal to the structure
 h_f - section loaded by active earth pressure increment

$$K_q = \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil

The resultant of the increment of active earth pressure due to strip loading f_s is provided by:

$$\Delta S_a = f_s \cdot b \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where: δ_c - angle of critical slip plane
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 f_s - magnitude of strip surcharge
 b - width of the strip surcharge

For non-homogeneous soils the program proceeds as follows.

FIG. 6.1-2

Line surcharge

Vertical infinitely long line loading f acting on the ground surface parallel with structure leads to a triangular increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment h_s - see figure:

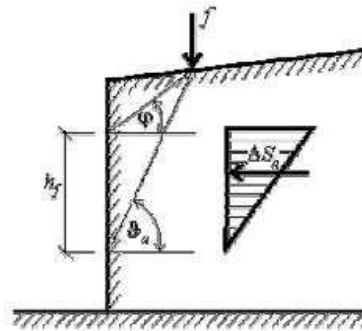


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical
line loading acting on ground surface

Action of the line surcharge is determined such that two lines are drawn from the point of application following angles φ and θ_a (corresponding to the critical slip surface), which is provided by:

$$\theta_a = \varphi + \varepsilon$$

where: φ - angle of internal friction of soil
 ε - angle derived from the following formulas

$$\tan \varepsilon = \frac{\cos(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \cos(\varphi - \beta - \alpha - \delta)}{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \sin(\varphi - \beta - \alpha - \delta) + M}$$

$$M = \sqrt{(\sin(\varphi - \beta) \cos(\beta - \alpha) + B) (\sin(\varphi + \delta) \cos(\alpha + \delta) + B)}$$

$$B = \frac{2c \cos \alpha \cos(\beta - \alpha) \cos \varphi}{\gamma h \cos(\beta - \alpha) + \frac{2\sigma_s \cos \alpha \cos \beta}{\gamma h}}$$

where: β - slope inclination
 φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 α - back face inclination of the structure
 c - cohesion of soil
 γ - unit weight of soil
 h - assumed depth

6.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica

Durante la fase sismica la massa di terreno inscatolato induce un'azione orizzontale pari al peso moltiplicato per il coefficiente sismico k_h . Nel caso di sisma prevalente in direzione trasversale, tale azione è funzione lineare della larghezza della spalla – larghezza diminuita degli spessori dei muri di risvolto.

Sembra a chi scrive che l'azione suddetta vada comunque assoggettata ad un limite superiore (in caso contrario, per una larghezza della spalla tendente all'infinito, l'azione tenderebbe anch'essa all'infinito).

Ad esempio, assumendo un coefficiente k_h pari a 0.34 (valore rappresentativo per l'infrastruttura in questione, assumendo un tipo di suolo 'C') per una spalla che ospiti 2 impalcati (larghezza indicativa 34 m), la pressione conseguente sui muri di risvolto risulterebbe pari a:

$$q = 19.5 * 34 * 0.34 = 225 \text{ kN/m}^2$$

valore chiaramente inaccettabile che indurrebbe sollecitazioni 'fuori scala'.

Si assumerà quindi che la massa che può essere attivata abbia una dimensione orizzontale trasversale pari a quella del cuneo di spinta attiva per un angolo d'attrito di 38°.

A titolo indicativo, per un'altezza del muro di risvolto pari a 7.0 m, tale dimensione risulta pari a circa 9.0 m.

La pressione conseguente risulterebbe quindi: $19.5 * 9.0 * 0.34 = 60 \text{ kN/m}^2$.

Tale assunzione si concretizzerà nell'assegnare una opportuna 'estensione' del terreno inscatolato nel Codice di Calcolo, con risultati a favore di sicurezza poiché verrà assunta una pressione uniforme e non triangolare con vertice in basso.

Per contro però, operando in tale modo, il Codice – durante l'analisi del sisma in direzione prevalente longitudinale, dimensionante in termini di azioni sui pali - valuterà un'azione orizzontale trasversale (30%) errata e sottodimensionata, poiché sui pali andrà di fatto ad agire l'intera massa e non quella 'ridotta' presa in conto dal Codice. Di conseguenza si svilupperà anche un'analisi manuale tendente a determinare le azioni globali effettive alla base: saranno i risultati di tale analisi ad essere presi a base del dimensionamento dei pali.

6.1.8. Paraghiaia

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, il paraghiaia verrà dimensionato in base ad un'analisi locale che tenga conto delle prescrizioni della Norma, par. C5.1.3.3.7.2.

Si assumerà quindi un'azione longitudinale di frenatura, applicata in testa del muro, pari a 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

6.1.9. Orecchie

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, le Orecchie verranno dimensionate in base ad un'analisi locale. Poiché esse – ove presenti – sono uguali per tutte le spalle, tranne ove esplicitamente dichiarato, il dimensionamento verrà effettuato non per l'accelerazione sismica di progetto dell'Opera specifica, ma – considerato che detta accelerazione varia in un campo ristretto – pari a quella massima assoluta per tutte le Opere. Il valore di tale accelerazione è comunque inessenziale, poiché si mostrerà che la Fase dimensionante è quella Statica e non quella Sismica.

6.1.10. Pali

6.1.10.1 Verifiche Geotecniche

Oltre all'usuale verifica di capacità portante verticale, la Norma prevede ora anche la verifica di capacità portante orizzontale: relativamente ad entrambe le problematiche le azioni di progetto verranno confrontate con quelle emergenti dalle curve fornite dal Progettista Geotecnico.

6.1.10.2 Verifiche SLU: Taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a Taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza \varnothing ed altezza $0.8*\varnothing$: **si seguirà tale approccio.**

Di conseguenza, per quanto riguarda la verifica dell'armatura, applicando l'espressione [NTC 4.1.18]:

$$V_{Rsd} = 0.9*d*(A_{sw}/s)*f_{yd}*cotg\theta ; \text{ dove : } d = 0.95*0.8*\varnothing ; cotg\theta = 1.0 \rightarrow V_{Rsd} = 0.68*\varnothing*(A_{sw}/s)*f_{yd}$$

Per quanto riguarda la verifica lato cls. si fa riferimento all'espressione [NTC 4.1.19], sempre adottando la medesima 'd' su precisata.

$$V_{Rcd} = 0.9*d*b_w*\alpha_c*f'_{cd} ; \text{ dove : } d = 0.95*0.8*\varnothing ; b_w = \varnothing \rightarrow V_{Rcd} = 0.68*\varnothing^2*\alpha_c*f'_{cd} ; (f'_{cd} = 0.5*f_{cd})$$

Il coefficiente α_c verrà assunto unitario in prima ipotesi, e incrementato come concesso dalla Norma se necessario.

6.1.10.3 Verifiche SLU: Pressoflessione

Verranno effettuate le verifiche nelle sezioni a quota 0.0 e a quota 1.0 m superiore a quella di cambio armatura (si assume una lunghezza di ancoraggio indicativa della barra generica pari appunto a 1.0 m)

6.1.10.4 Verifiche SLE

Per quanto riguarda specificamente la verifica a fessurazione nei pali, considerato che quanto prescritto al par. C4.1.2.2.4.6 della Circolare annessa alla Norma 4.1 è esplicitamente riferito a sezioni rettangolari e non circolari, si procede come prescritto alla tab. C4.1.II della Norma, limitando – in funzione del diametro della barra adottata - la tensione nell'acciaio ai limiti ivi prescritti. Con riferimento all'apertura massima della fessura pari a 0.2 mm (par. 4.3):

	$\sigma_s \text{ max} - \text{N/mm}^2$
25 > $\varnothing \geq 32$	160
16 > $\varnothing \geq 25$	200

NOTA 1

Qualora la tensione eccedesse i valori suindicati, si procederà come segue.

Inizialmente si determina la tensione ' σ ' nella barra più sollecitata (ovviamente per la situazione peggiorativa di N_{min}). Si considera poi un'area efficace A_c nell'intorno della barra con dimensioni pari a :

$$'interferro' \quad x \quad 'min[(2.5 * copriferro) ; (h-y)/3 ; h/2]' \quad \text{dove : } y = \text{asse neutro da lembo compresso}$$

Si applica poi la formula di Norma C4.1.16 assumendo:

$$k_t = 0.4 ; \alpha_e = E_s/E_{cm} = 210000/(22000*1.43) = 6.6 ; \rho_{eff} = A_{\varnothing}/A_c ; f_{ctm} = 25^{2/3}*0.3 = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

Conseguentemente si ottiene il valore di ε_{sm} :

$$\varepsilon_{sm} = [\sigma_s - (0.4*2.56/\rho_{eff}) * (1+6.6*\rho_{eff})] / 210000$$

Si calcola poi il valore di Δ_{smax} con l'espressione C4.1.17 di Norma, dove:

$$k_1 = 0.8 ; k_2 = 0.5 ; k_3 = 3.4 ; k_4 = 0.425$$

Assumendo un ricoprimento armatura 'tipico' e pari a 90 mm si ha:

$$\Delta_{smax} = 3.4*90 + 0.8*0.5*0.425*\varnothing/\rho_{eff} = 306 + 0.17*\varnothing/\rho_{eff} \text{ (mm)}$$

Si ottiene in definitiva il valore di w_d mediante l'espressione C4.1.15 della Norma:

$$w_d = 1.7*\varepsilon_{sm}*\Delta_{smax}$$

6.1.11. Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto

Il dimensionamento delle armature e le verifiche a fessurazione verranno effettuate direttamente dal Codice di Calcolo.

Il Codice comunque non effettua automaticamente le verifiche a Taglio, limitandosi a riportare le mappe di tale sollecitazione. Di conseguenza si opererà manualmente per verificare che gli elementi strutturali in questione non necessitino di armatura specifica a Taglio.

6.2. IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta: esso si presenta, quindi, come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali. Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Maggiori dettagli sui criteri di calcoli vengono riportate nella parte specifica dedicate all'impalcato.

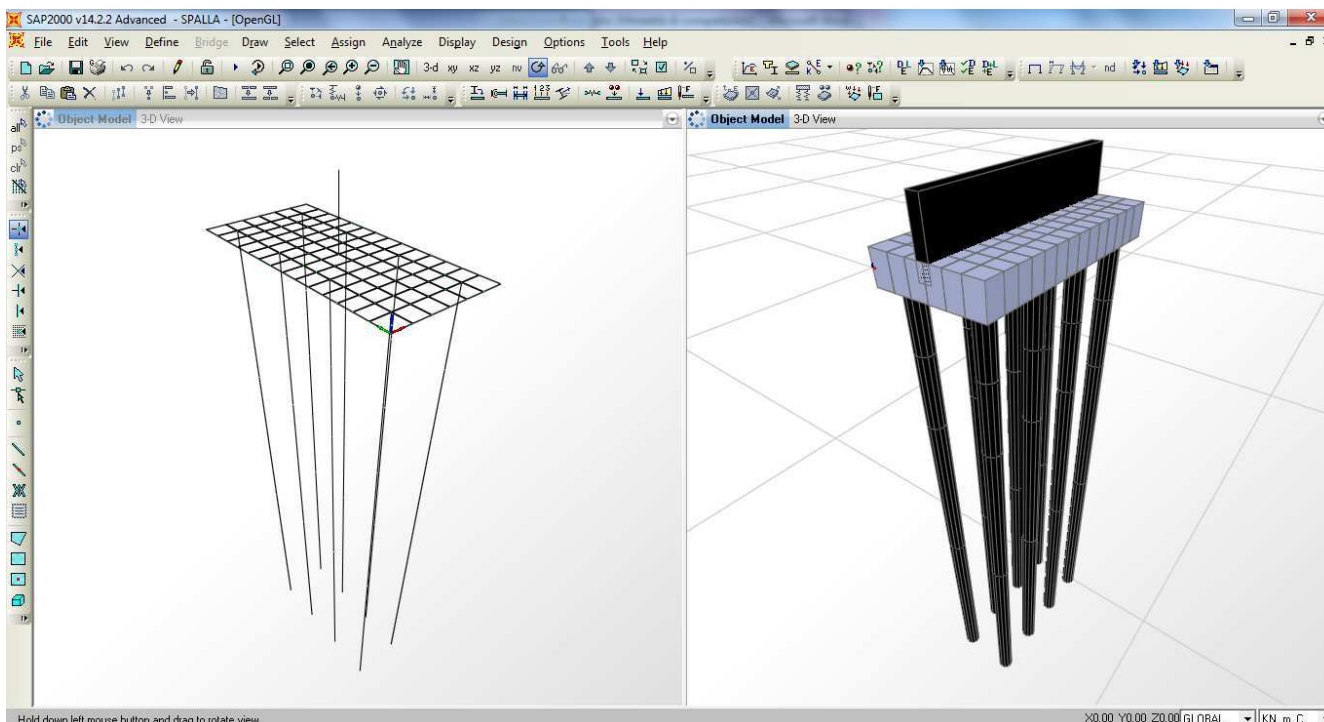
Viene sviluppato il calcolo per la trave di dimensioni maggiori (luce di calcolo $L=30$ m); dovendo mantenere l'altezza dell'impalcato costante per tutto lo sviluppo del ponte, le campate laterali da 17.5 m, una volta dimensionata la campata centrale, sono verificate di conseguenza.

7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA

7.1. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO

Il dimensionamento della spalla è stato effettuato tramite la realizzazione di un apposito modello agli elementi finiti con il programma SAP2000 v.14.2.2 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza media del muro paraghiaia: 2.15 m;
- Larghezza del muro paraghiaia: 11.9 m;
- Spessore muro paraghiaia: 0.6 m;
- Spessore platea di fondazione: 1.5 m;
- Lunghezza platea di fondazione: 5.6 m;
- Larghezza platea di fondazione: 11.9 m;
- Numero di pali: 8;
- Diametro pali: 1000 mm;
- Lunghezza pali: 32.0 m.



Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- Il muro paraghiaia e i pali sono schematizzati con elementi finiti monodimensionali “frames”;
- La soletta di fondazione è schematizzata con elementi finiti bidimensionali “areas” di tipo “thick shell”;
- Il collegamento tra base del paraghiaia, asse di definizione degli elementi schematizzanti la soletta e la sommità dei pali è realizzato tramite appositi vincoli interni “joint constrains” a corpo rigido;
- I pali sono stati vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza $K_h = 7430$ KN/m/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a $K_h = 33435$ KN/m/m per il secondo tratto di lunghezza 10.0 m e $K_h = 81730$ KN/m/m per l’ultimo tratto di lunghezza 16 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza $K_h = 755000$ KN/m.

Si sono assegnati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi costituenti la spalla;
- Al nodo di sommità dell’elemento “Area” schematizzante il punto di contatto tra impalcato e spalla (asse degli appoggi) 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).

CASO DI CARICO	N [KN]	M[KNm]	Vy [KN]
PERMANENTI 1° TRAVE	-492.55	-	-
PERMANENTI 2° TRAVE	-424.55	-	-
PERMANENTI 3° TRAVE	-424.55	-	-
PERMANENTI 4° TRAVE	-492.55	-	-
VEICOLI 1° TRAVE	-645.04	-	-
VEICOLI 2° TRAVE	-459.59	-	-
VEICOLI 3° TRAVE	-305.55	-	-
VEICOLI 4° TRAVE	-219.13	-	-
VENTO	-	-	31.95
SISMA	-	-	320

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

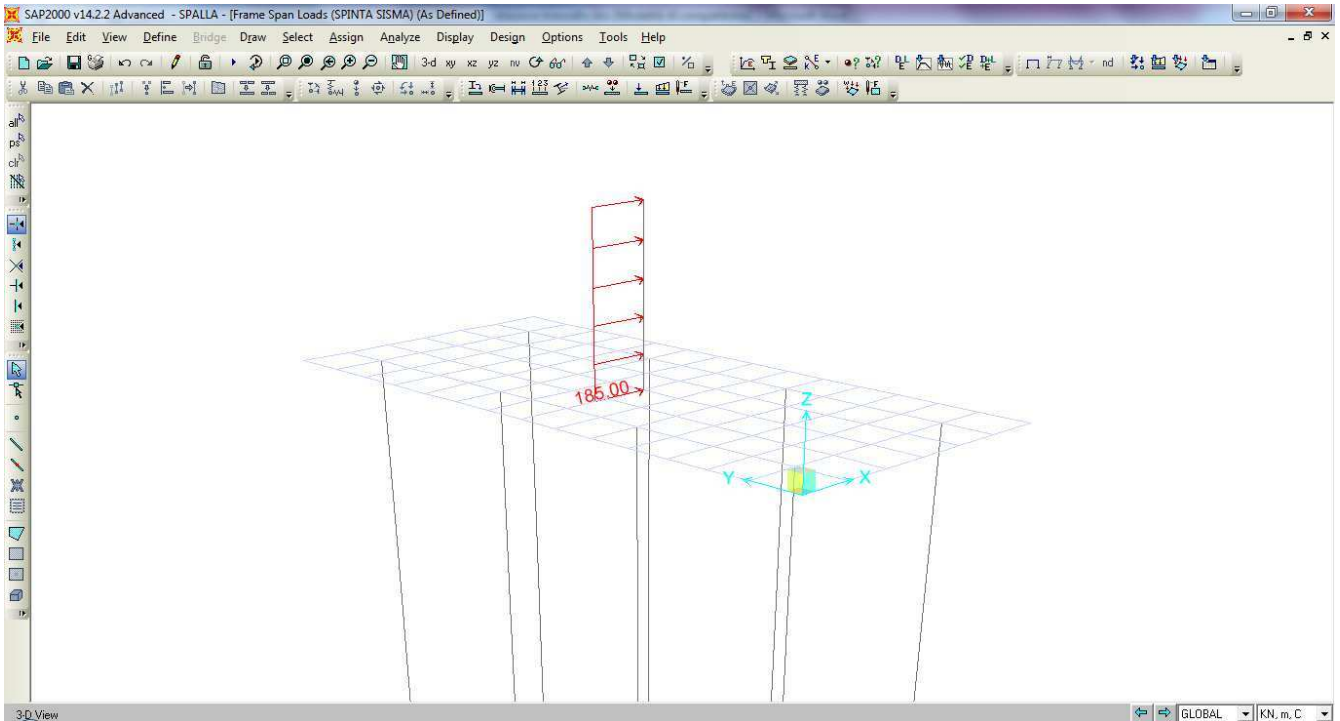
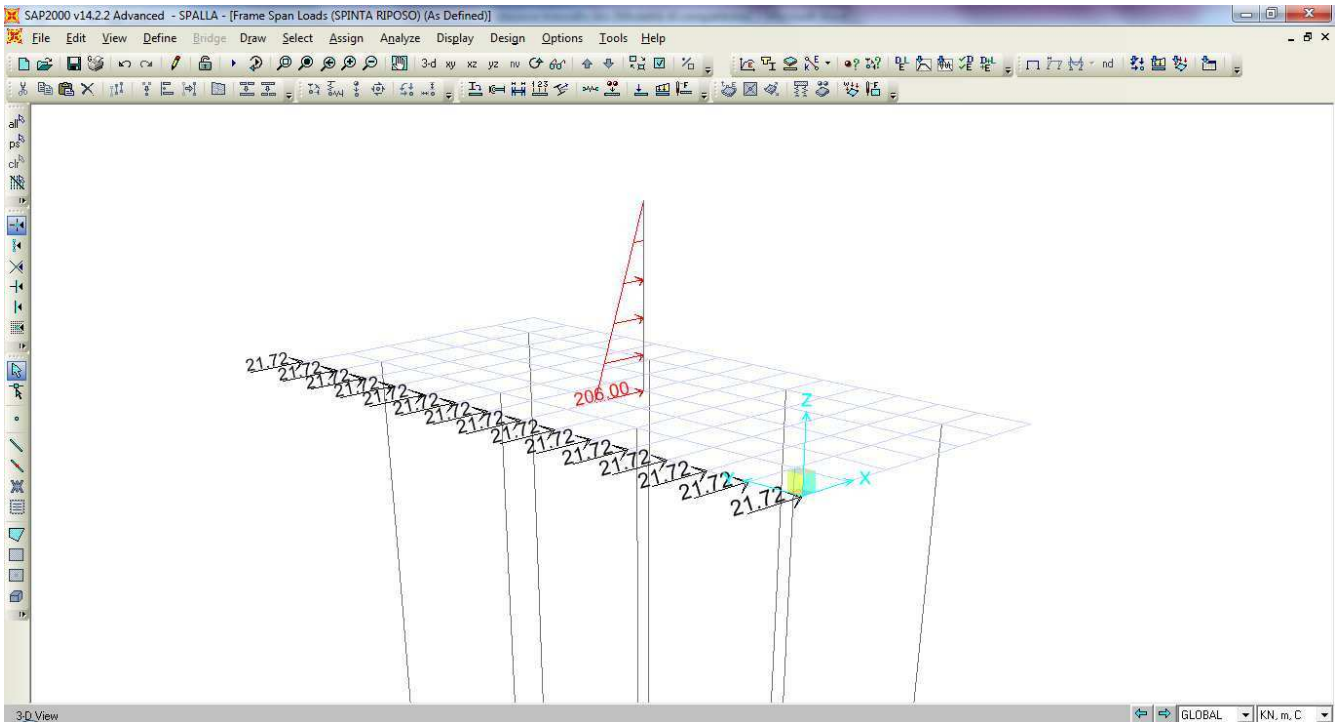
Angolo di resistenza al taglio del terreno $\varphi' = 38^\circ$;

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

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

Per quanto attiene ai parametri utilizzati in condizione sismica si deve precisare che l'influenza del coefficiente sismico verticale K_v sul valore finale della spinta orizzontale secondo la formulazione di Mononobe- Okabe è circa pari al 5%. In virtù di tale considerazione si assume un unico coefficiente di spinta in condizioni sismica incrementato del 5% rispetto al caso $k_v=0$, mentre si considera K_v per quanto riguarda le azioni inerziali innescate dai pesi propri degli elementi.

Considerando una larghezza di spalla pari a 11.90 m si hanno i valori dei carichi di seguito riportati.



- Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali e terreno imbarcato inclusi) un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.159 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.159 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda l'azione inerziale verticale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato (pali inclusi) un'azione verticale diretta in direzione Z pari a 0.080 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.080 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda il carico mobile agente a tergo della spalla, si è fatto riferimento a quanto indicato nella C.M. 617/2009. In particolare si è considerata la presenza di tre corsie di carico dello schema di carico 1 e la presenza di ulteriori 2.50 KPa nella porzione laterale rimanente. Considerando tale carico agente in superficie su una lunghezza longitudinale pari a 2.20 m si ha la seguente pressione superficiale:

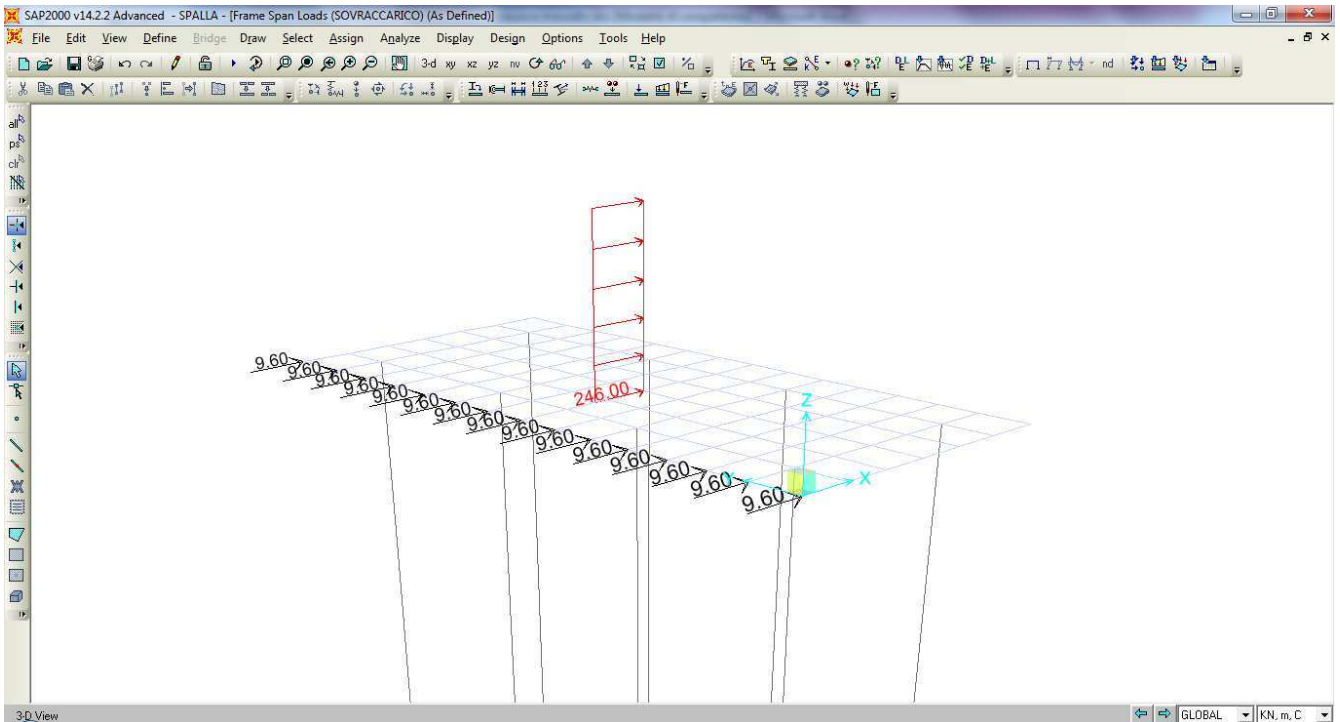
$$p_{\text{sup}} = 34.6 \text{ KPa.}$$

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

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

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

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



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

$$q_{t,imb} = 19.5 \cdot 2.15 = 42 \text{ KPa.}$$

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

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

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

7.1.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

7.1.1.1 PARAGHIAIA

La sezione dei del paraghiaia è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di connessione con la platea 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. Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni nella sezione di base del paraghiaia (F3 azione assiale positiva se di trazione, F1 e F2 azioni taglianti, M1 momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Joint Forces - Frames										
Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
17	69	ENV_SLU	Combination	Max	-903.06	0	698.828	0	-1309.437	0
17	69	ENV_SLU	Combination	Min	-1366.335	0	515.997	0	-1786.284	0

Oltre ai valori sopra riportati saranno da considerare le sollecitazioni alla base del paraghiaia dovute all'applicazione in testa dell'azione di frenatura pari a 180 kN (longitudinali), concomitante con un carico verticale di 300 kN. Per definire la porzione di paraghiaia reagente a tale carico si assume cautelativamente una diffusione delle tensioni nel calcestruzzo a 45°, ottenendo quindi una base di circa 4 m. Allo stato limite ultimo il valore di frenatura viene combinato per un fattore 1,35.

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 1+1 barre $\phi 16$ mm passo 20 cm.

Si precisa che le sollecitazioni di verifica sono condotte per una striscia di profondità unitaria e che pertanto sono state divise per la larghezza del paraghiaia pari a 11.9 m.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10.05	5.5
			2	10.05	54.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

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

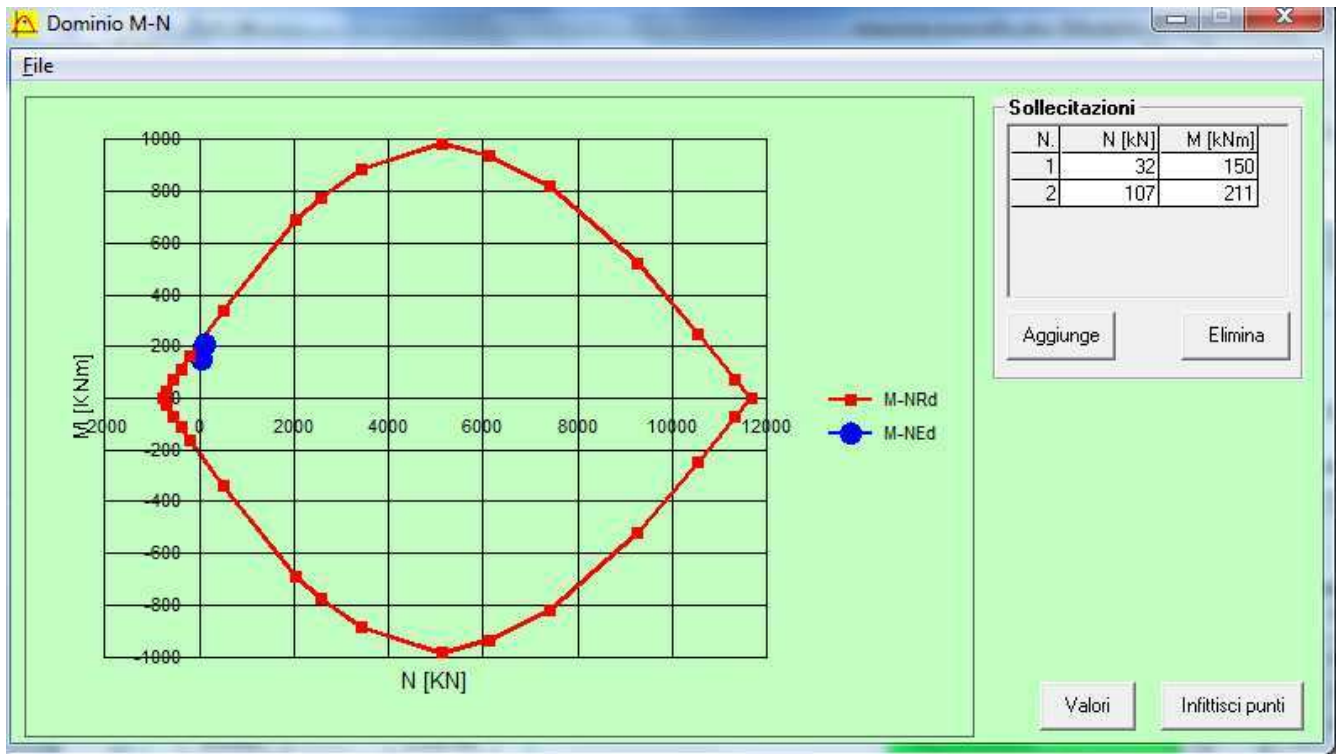
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello

Precompresso



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 176 \text{ kN}$.

Non è necessaria armatura a taglio.

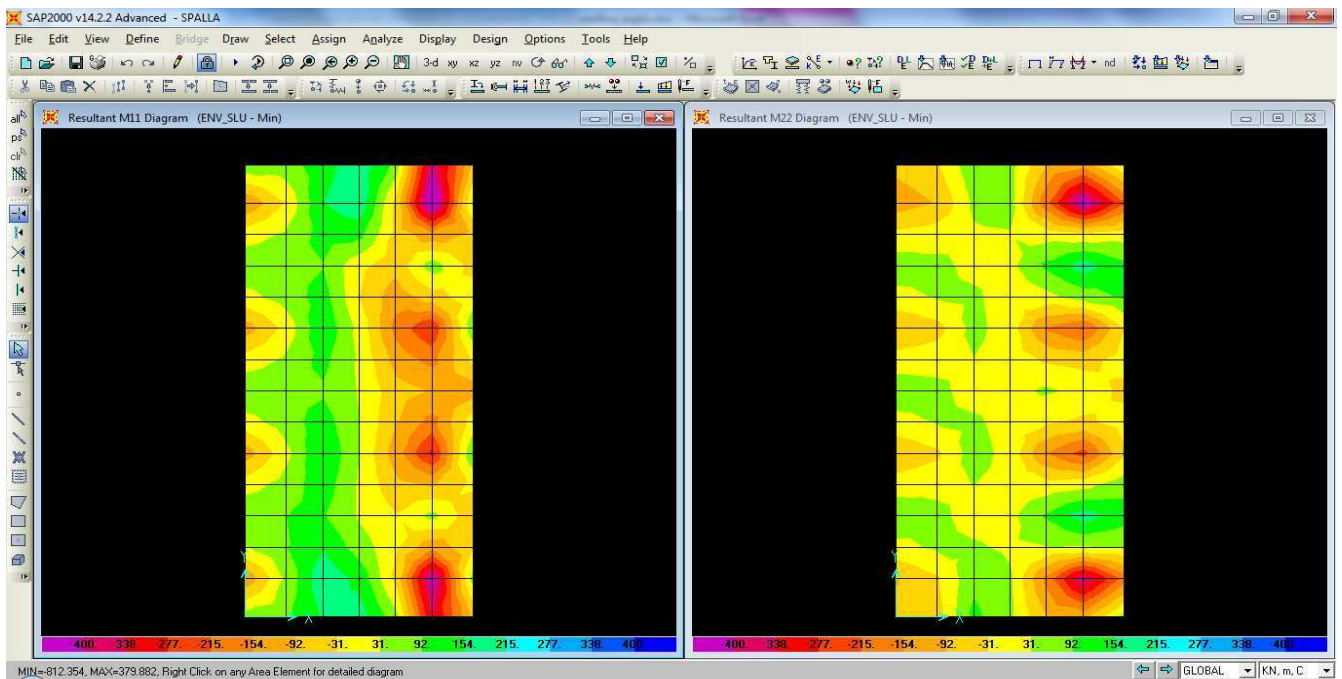
Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	560	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	1004.8	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	560000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5976	≤	2
$\rho_1 =$	0.001794286	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.6267
$v_{min} =$	0.3998		
$V_{Rd,c} =$	192.25	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	223.89	kN	valore minimo di resistenza

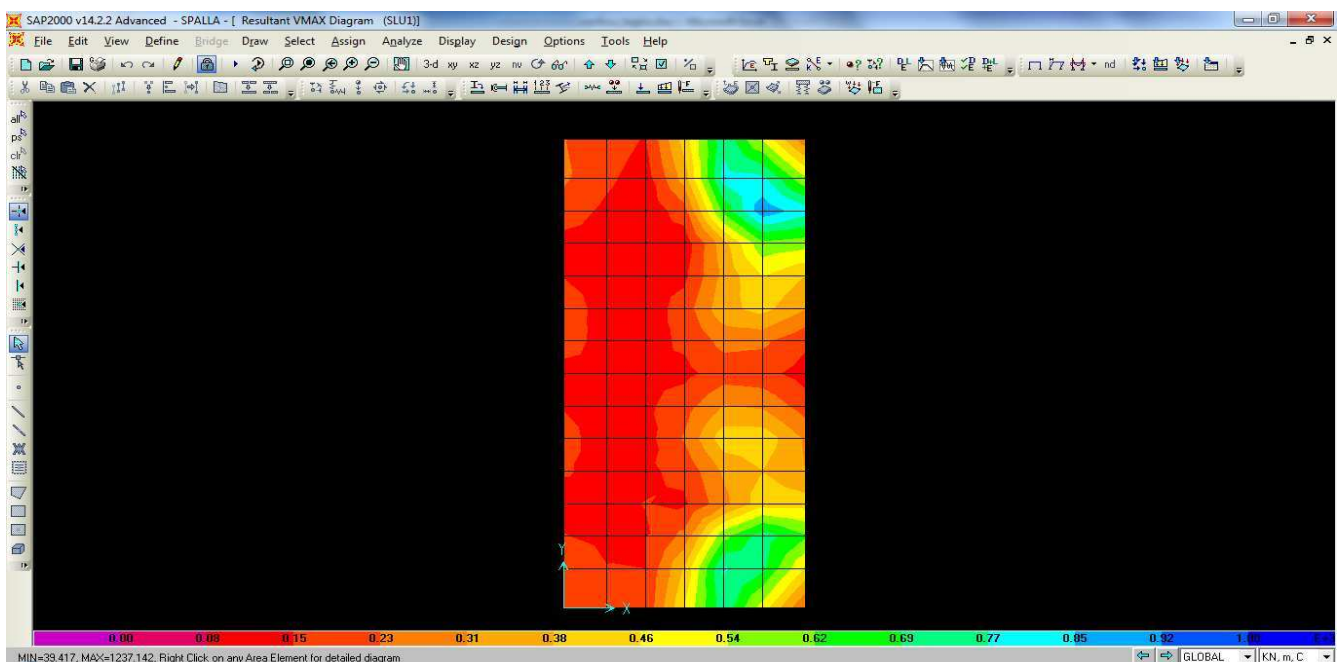
7.1.1.2 PLATEA DI FONDAZIONE

La platea di fondazione è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di flessione retta e di taglio nella sezione maggiormente sollecitata. Nelle figure seguenti viene riportata la mappatura cromatica delle sollecitazioni flettenti e taglianti all'interno della platea di fondazione.

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



SOLLECITAZIONI TAGLIANTI



Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 1+1 barre $\phi 20$ mm passo 20 cm (disposte in entrambe le direzioni X e Y).

Si precisa che le sollecitazioni di verifica sono condotte per una striscia di profondità unitaria.

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	15.71	6.5
			2	15.71	154.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

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

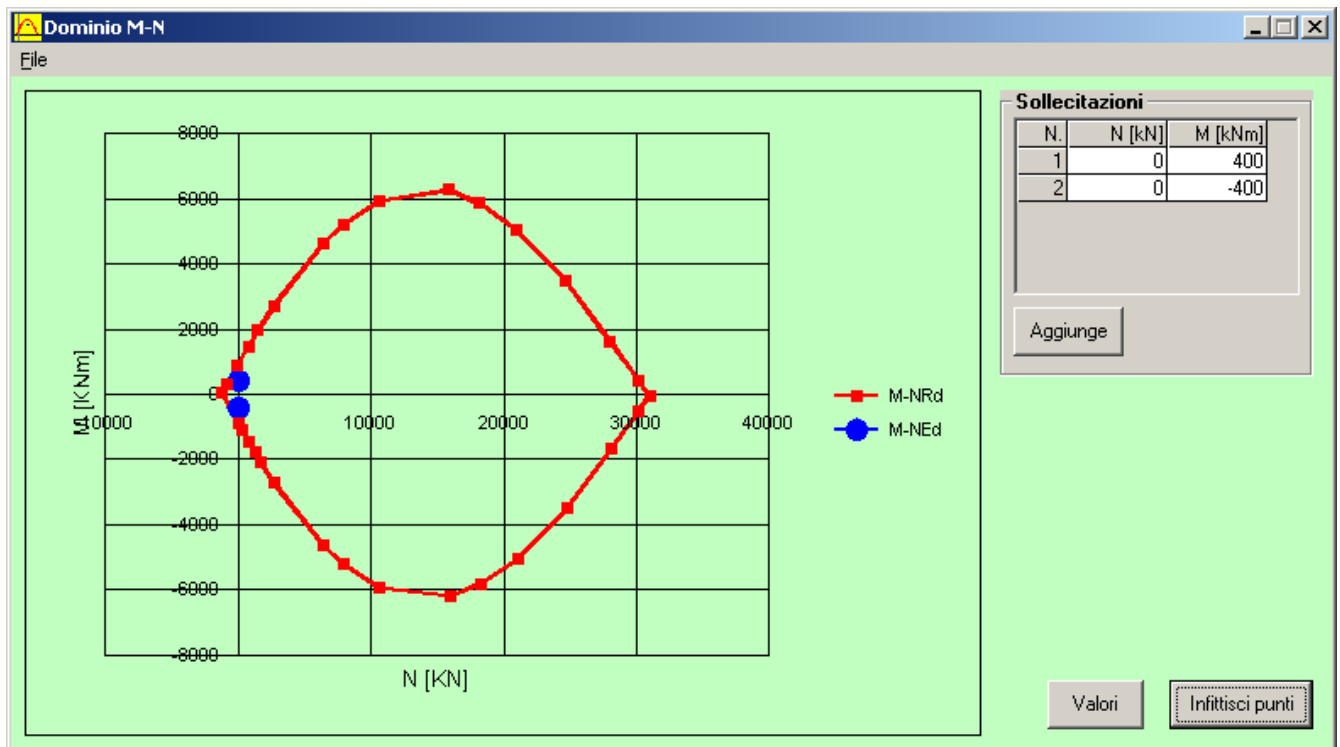
M_{xRd} kN m

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 1000 \text{ KN}$.

Si ipotizza di inserire un'armatura a taglio costituita da ganci, opportunamente ancorati, diametro 14 mm disposti su una maglia 40x40 cm, nell'introno della testa pali (misurata dall'asse palo) per una distanza pari a 2 m.

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	35	Mpa	
$d =$	1430	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	1570	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1430000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{Ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3740	\leq	2
$\rho_1 =$	0.001097902	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.1733
$V_{min} =$	0.2983		

$V_{Rd,c} =$	342.82	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	426.53	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio
precompresso? no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1430	mm	altezza utile
$z =$	1287	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	384.65	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	400	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5328		
$f_{cd} =$	15.87	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1210.79	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3751.53	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.376	≤	4.22688	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

7.1.1.3 PALI

La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione retta si è costruito il diagramma resistente $N_{Rd}-M_{Rd}$ e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni $N_{Ed}-M_{Ed}$ fornite dall'unica combinazione "ENV-SLU/SLV" ottenuta dall'involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica e sismica. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; data la sezione circolare dei pali si è semplicemente confrontato tale valore resistente con il valore sollecitante ottenuto come radice quadrata della somma dei quadrati delle azioni taglianti nelle due direzioni (longitudinale e trasversale). Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni nella sezione di sommità dei 8 pali schematizzati (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Joint Forces - Frames

Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
-------	-------	------------	----------	----------	----	----	----	----	----	----

Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	21	ENV_SLU	Combination	Max	250.832	31.854	24.899	137.6755	-685.8835	0
4	21	ENV_SLU	Combination	Min	182.405	2.663	-244.897	1.5151	-877.69	0
8	29	ENV_SLU	Combination	Max	250.185	32.161	-44.986	139.6988	-626.3616	0
8	29	ENV_SLU	Combination	Min	169.015	2.941	-291.724	3.3401	-875.5979	0
12	37	ENV_SLU	Combination	Max	248.847	32.315	-112.285	140.7225	-562.3336	0
12	37	ENV_SLU	Combination	Min	154.876	3.139	-357.847	4.6436	-868.9642	0
16	45	ENV_SLU	Combination	Max	246.878	32.391	-177.099	141.2365	-495.5141	0
16	45	ENV_SLU	Combination	Min	140.246	3.313	-421.409	5.7821	-858.1803	0
21	98	ENV_SLU	Combination	Max	254.46	46.814	-1199.175	204.4528	-701.5998	0
21	98	ENV_SLU	Combination	Min	184.904	2.367	-2212.275	-2.7989	-898.2902	0
25	106	ENV_SLU	Combination	Max	250.908	48.061	-1256.932	212.5861	-630.9017	0
25	106	ENV_SLU	Combination	Min	169.754	4.091	-2316.308	8.5307	-879.8767	0
29	114	ENV_SLU	Combination	Max	249.011	47.88	-1297.768	211.3878	-568.6519	0
29	114	ENV_SLU	Combination	Min	155.886	3.616	-2394.981	5.3911	-869.5613	0
33	122	ENV_SLU	Combination	Max	250.636	48.602	-1324.139	216.197	-511.7148	0
33	122	ENV_SLU	Combination	Min	142.82	6.172	-2424.683	22.2163	-879.6391	0

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 18 barre $\phi 30$ mm.

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

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 18
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 2200 250 kN
 M_{xEd}: 1055 566 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		C28/35	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

M_{xRd}: 2'150 kN.m

σ_c : -15.87 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 4.815 ‰
 d: 90 cm
 x: 37.89 x/d: 0.421
 δ : 0.9662

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

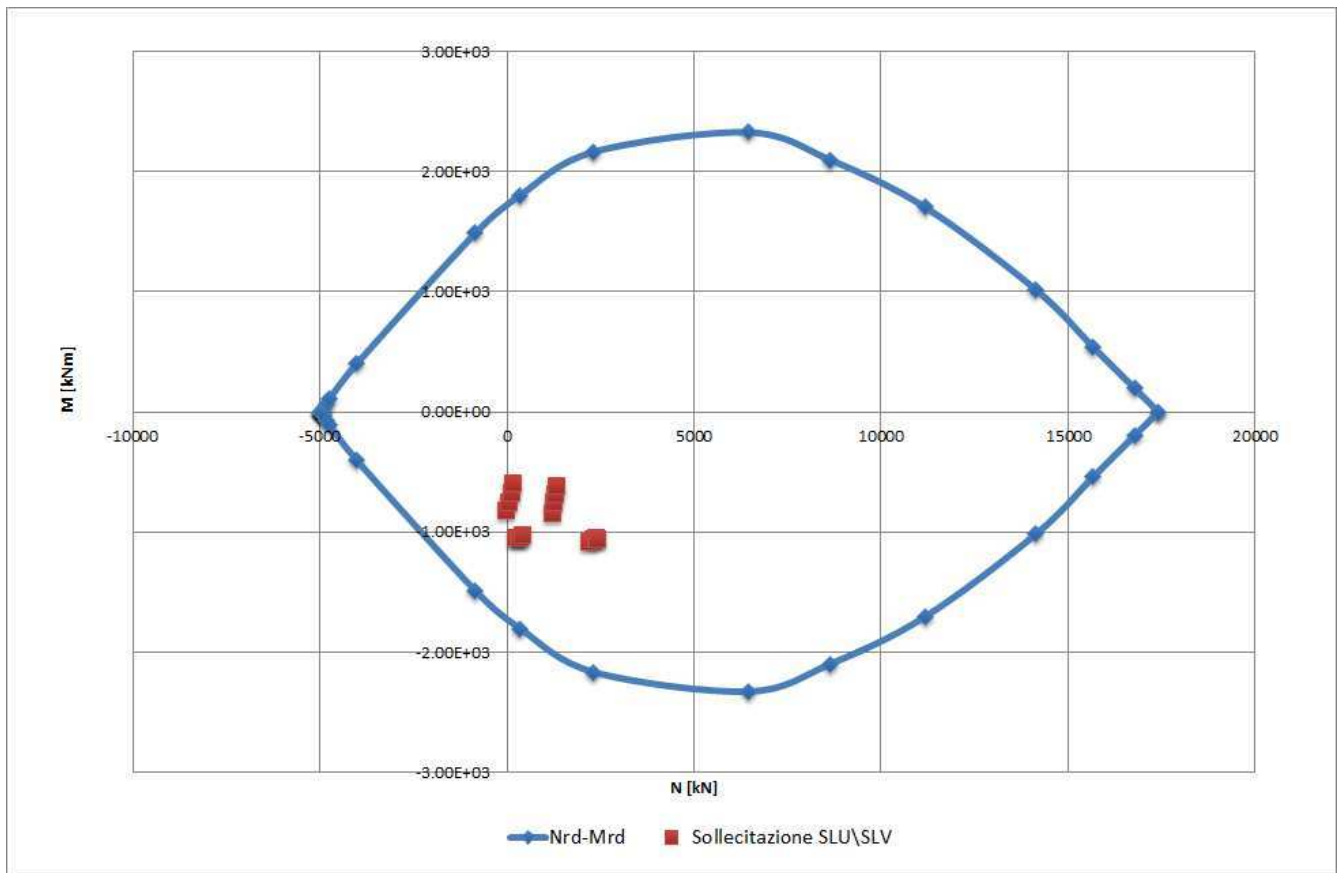
Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett. 200

Calcola MRd Dominio M-N

L_o: 0 cm Col. modello

Precompresso



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 311 \text{ KN}$.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significativi sforzi di trazione è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 12 mm e passo pari a 250 mm. In tal caso si ha quanto segue (si precisa che si schematizza la sezione circolare ad una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$ volte il diametro)

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$$f_{ck} = 28 \text{ Mpa}$$

$d =$	760	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	2826	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	760000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5130	\leq	2
$\rho_1 =$	0.003718421	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.1733
$v_{min} =$	0.3447		
$V_{Rd,c} =$	301.30	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	261.95	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio precompresso? no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	760	mm	altezza utile
$z =$	684	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226.08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5328		
$f_{cd} =$	15.87	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	605.15	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	1993.82	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.354	\leq	4.22688	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

7.1.2. Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività

dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

7.1.2.1 PARAGHIAIA

Combinazione frequente

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

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

Combinazione quasi permanente

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

7.1.2.2 PLATEA DI FONDAZIONE

Combinazione frequente

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

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.5
2	15.71	154.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd kNm

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

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

Materiali

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

σ_c -1.789 N/mm²
 σ_s 151.6 N/mm²
 ϵ_s 0.7582 ‰
 d 154.5 cm
 x 23.23 x/d 0.1504
 δ 0.7

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

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

Combinazione quasi permanente

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

7.1.2.3 PALI

Combinazione frequente

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

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 18
 Diametro barre: 8 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 2200 250 kN
 M_{xEd}: 1055 566 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		C28/35	
E _{su}	67.5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	E _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	15.87
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
E _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11
σ _{s,adm}	255 N/mm²	T _{co}	0.6667
		T _{c1}	1.971

σ_c: -7.151 N/mm²
 σ_s: 158.4 N/mm²
 ε_s: 0.7918 ‰
 d: 90 cm
 x: 36.34 x/d: 0.4038
 δ: 0.9448

Vertici: 50
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

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

Combinazione quasi permanente

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

7.1.3. Verifica a capacità portante per carichi verticali

La determinazione della capacità portante dei pali di fondazione è stata eseguita in riferimento a quanto riportato nella Relazione Geotecnica inerente l'opera in oggetto e in ottemperanza alle indicazioni riportate nelle NTC08. In particolare si segnala che si farà riferimento all'Approccio 2 (A1 – M1 – R3) e si considera sia il caso di palo singolo, sia il caso di fondazione come palificata di gruppo i cui pali presentano interasse pari a 3 volte il diametro dei pali

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 32.0 m (di cui circa 28 m all'interno del terreno naturale), si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a: $R_{cd} = 3500.0 \text{ KN}$

La massima azione assiale registrata alla base dei pali vale:

- $N_{Ed} = 3253 \text{ KN}$.

Si ha pertanto:

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

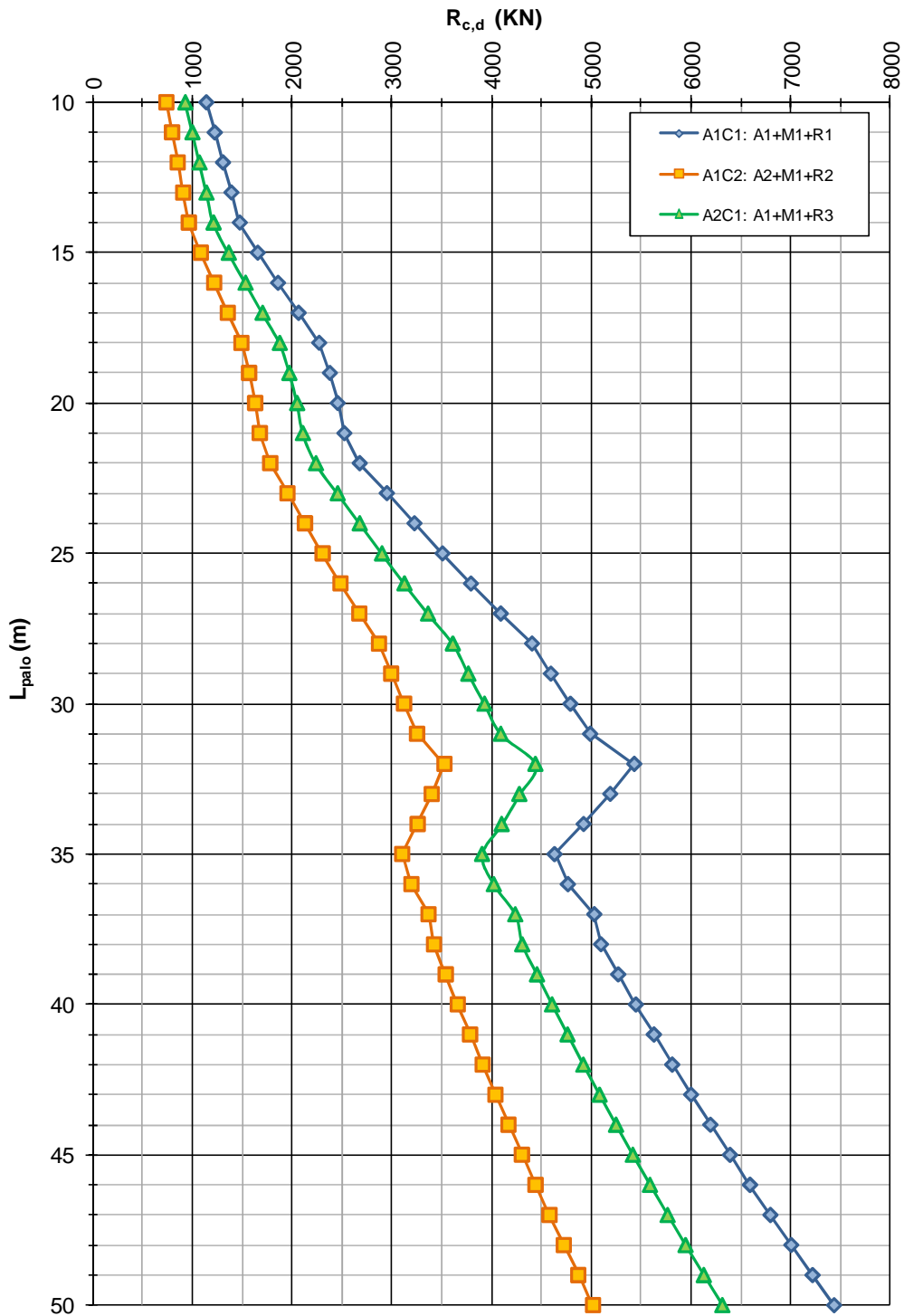
Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra loro 3 volte il loro diametro, è possibile fare riferimento ad un coefficiente di efficienza pari a 0.7. Si ha pertanto (il massimo carico verticale globale N_{Ed}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

$$Q_{G,Rd} = 0.7 \cdot 3500 \cdot 8 = 19600 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 17254 < Q_{G,Rd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

DPO03 - Ponte sul canale di Brescello - ZO3-1RE
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1000mm



7.1.4. 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, 25 KN a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 18
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -25 250 kN
 M_{xEd}: 0 566 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. 200

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

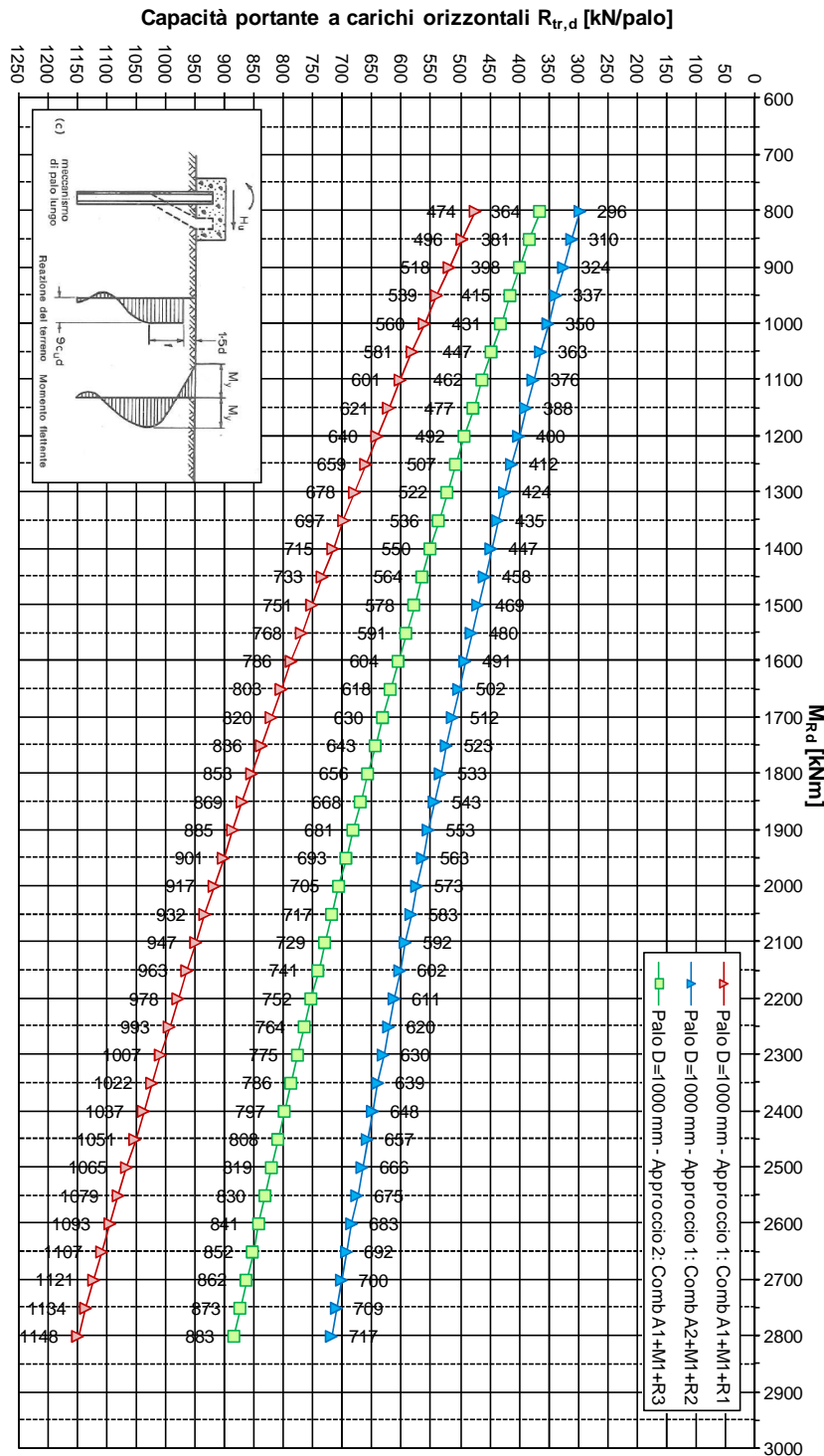
ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

M_{xRd}: 1'717 kN m

σ_c: -15.87 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 8.129 ‰
 d: 90 cm
 x: 27.09 x/d: 0.301
 δ: 0.8162

Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{R,d} = 630 \text{ KN} > V_{Ed} = 311 \text{ KN.}$$



Pali di fondazione - Opera DPO03 - ZO3-1RE
Capacità portante del singolo palo soggetto a carichi trasversali - $R_{tr,d}$
D = 1000 mm - condizione di incastro in testa

Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza

pari a 0.8. Si ha pertanto (H_{Ed} è l'azione ottenuta sommando tutti i massimi in valore assoluto dell'azione tagliante agente longitudinalmente, mentre il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 8 \cdot 670 = 4280 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} = 2029 \text{ KN}$$

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

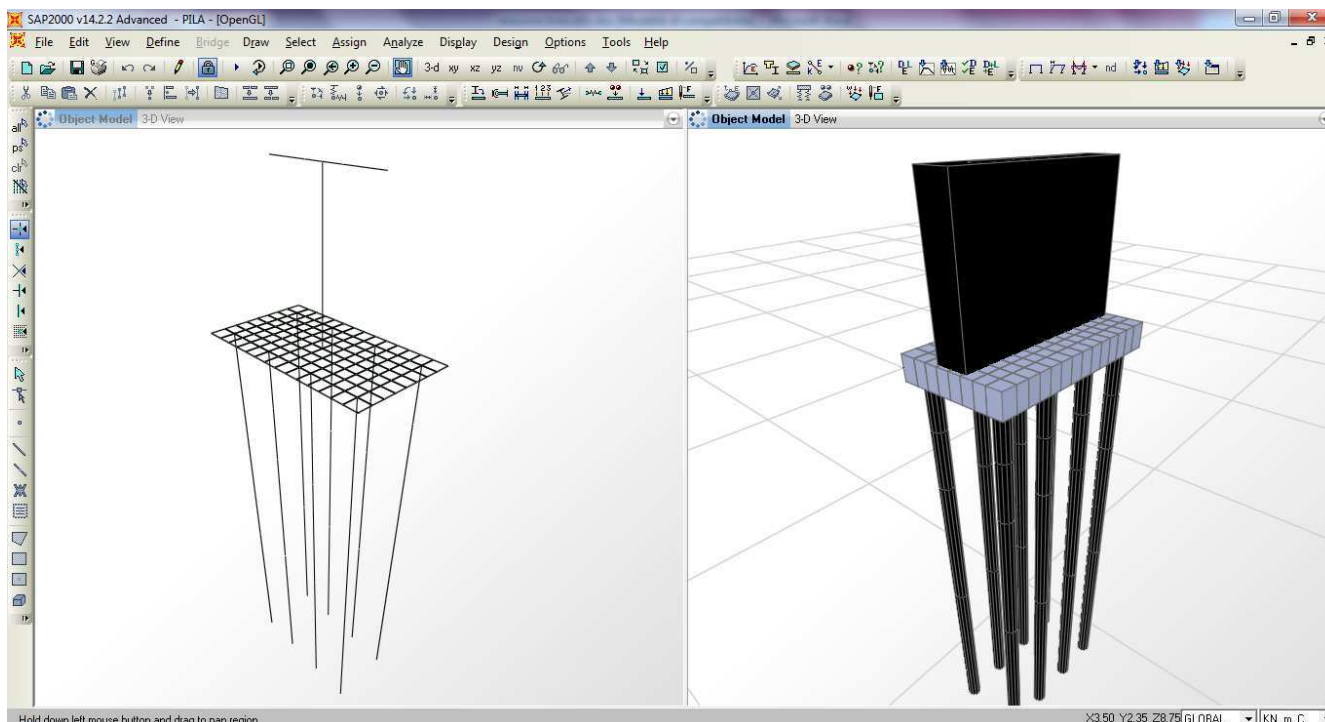
La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILA TRADIZIONALE

8.1. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO

Il dimensionamento della pila tradizionale è stato effettuato tramite la realizzazione di un apposito modello agli elementi finiti con il programma SAP2000 v.14.2.2 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza fusto: 8.75 m;
- Larghezza fusto: 11.9 m;
- Spessore fusto: 2.0 m;
- Spessore platea di fondazione: 1.5 m;
- Lunghezza platea di fondazione: 7.0 m;
- Larghezza platea di fondazione: 12.4 m;
- Numero di pali: 8;
- Diametro pali: 1000 mm;
- Lunghezza pali: 32.0 m.



Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- Il fusto e i pali sono schematizzati con elementi finiti monodimensionali “frames”;
- La soletta di fondazione è schematizzata con elementi finiti bidimensionali “areas” di tipo “thick shell”;
- Il collegamento tra base del fusto, asse di definizione degli elementi schematizzanti la soletta e la sommità dei pali è realizzato tramite appositi vincoli interni “joint constrains” a corpo rigido;
- I pali sono stati vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza $K_h = 7430$ KN/m/m per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a $K_h = 33435$ KN/m/m per il secondo tratto di lunghezza 10.0 m e $K_h = 81730$ KN/m/m per l'ultimo tratto di lunghezza 16 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza $K_h = 755000$ KN/m.

Si sono assegnati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi costituenti la pila;
- Ai nodi di sommità dell'elemento “Frame” schematizzante il pulvino (asse degli appoggi) 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).

CASO DI CARICO	N [KN]	M[KNm]	Vy [KN]
PERMANENTI 1° TRAVE	-1299.38	-	-
PERMANENTI 2° TRAVE	-1133.48	-	-
PERMANENTI 3° TRAVE	-1133.48	-	-
PERMANENTI 4° TRAVE	-1299.38	-	-
VEICOLI 1° TRAVE	-839.9	-	-
VEICOLI 2° TRAVE	-644.52	-	-
VEICOLI 3° TRAVE	-504.41	-	-
VEICOLI 4° TRAVE	-444.78	-	-
VENTO	-	-	85.25
SISMA	-	-	868

- Oltre all'azione del vento trasmessa dall'impalcato, deve essere aggiunto l'effetto del vento sul fusto pila. In accordo con la normativa vigente (vedi § 3.3 D.M. 14-01-2008) l'azione del vento si valuta tramite l'espressione:

$$P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento
 c_e è il coefficiente di esposizione
 c_p è il coefficiente di forma
 c_d è il coefficiente dinamico

valori di base del vento:

$v_{b,0} =$	25.00 m/sec	valore fondamentale della velocità base del vento
$a_0 =$	750.00 m	fattore direzionale
$k_a =$	0.02 sec ⁻¹	fattore di stagionalità
$a_s =$	33.00 m	
$v_b =$	25.00 m/sec	velocità di base

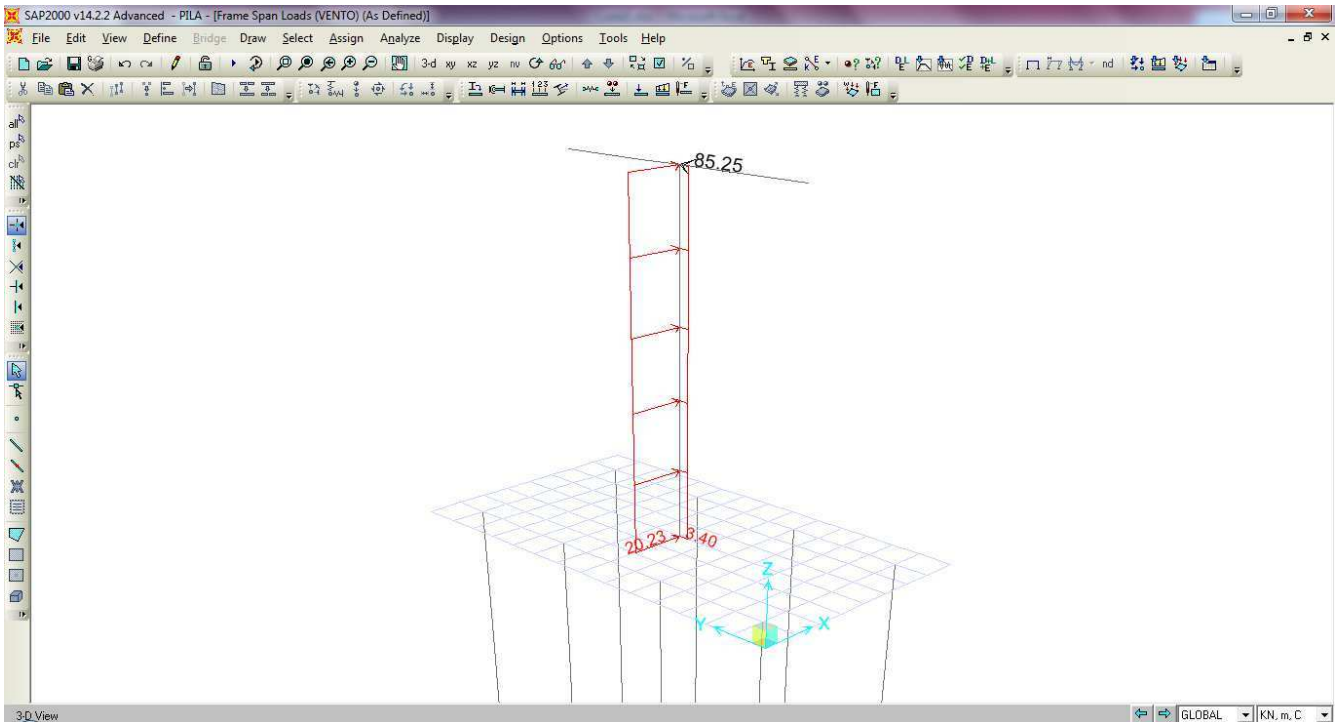
parametri per coeff. Esposizione

$z_0 =$	0.05 m	lunghezza di rugosità
$z_{min} =$	4.00 m	altezza minima
$z =$	10.00 m < 200 m	altezza di progetto
$k_r =$	0.19	fattore del terreno

valori di picco della pressione:

$\rho =$	1.25 kg/m ³	intensità dell'aria
$q_b =$	0.391 kN/m ²	pressione dinamica di base
$c_e(z) =$	2.352 se $z > z_{min}$	fattore di esposizione
$c_e(z) =$	1.801 se $z < z_{min}$	fattore di esposizione
$c_d =$	1.00	
$c_p =$	1.80	
$c_t =$	1.00	

$p = 1.654 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ nel calcolo si assume a il valore di $p=1.7 \text{ kPa}$



- Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.159 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.159 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda l'azione inerziale verticale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato un'azione verticale diretta in direzione Z pari a 0.080 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.080 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

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

PILA -SLU/SLV	1	2	3	4	5	6
---------------	---	---	---	---	---	---

PESO PROPRIO	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 1° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 2° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 3° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 4° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
VEICOLI 1° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VEICOLI 2° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VEICOLI 3° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VEICOLI 4° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VENTO	0.9	0.9	1.5	1.5	-	-
SISMA X	-	-	-	-	0	0
SISMA Y	-	-	-	-	1	1
SISMA Z	-	-	-	-	1	-1

PILA -SLE FR	1	2
PESO PROPRIO	1	1
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI 1° TRAVE	1	1
PERMANENTI 2° TRAVE	1	1
PERMANENTI 3° TRAVE	1	1
PERMANENTI 4° TRAVE	1	1
VEICOLI 1° TRAVE	0.75	0
VEICOLI 2° TRAVE	0.75	0
VEICOLI 3° TRAVE	0.75	0
VEICOLI 4° TRAVE	0.75	0
VENTO	0	0.2
SISMA X	-	-
SISMA Y	-	-
SISMA Z	-	-

8.1.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

8.1.1.1 FUSTO

La sezione del fusto è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di connessione con la platea 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. Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni nella sezione di base del paraghiaia (F3 azione assiale positiva se di trazione, F1 e F2 azioni taglianti, M1 momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Joint Forces - Frames										
Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
33	45	ENV_SLU	Combination	Max	-159.311	-122.715	14852.106	13226.7188	-696.9867	0
33	45	ENV_SLU	Combination	Min	-831.25	-1927.25	7822.145	3237.5507	-3636.7187	0

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 1+1 barre $\phi 20$ mm passo 20 cm.

Si precisa che le sollecitazioni di verifica sono condotte per una striscia di profondità unitaria e che pertanto sono state divise per la larghezza del fusto pari a 11.9 m.

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

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	15.71	6.2
			2	15.71	193.8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="18.13"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kN.m

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

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

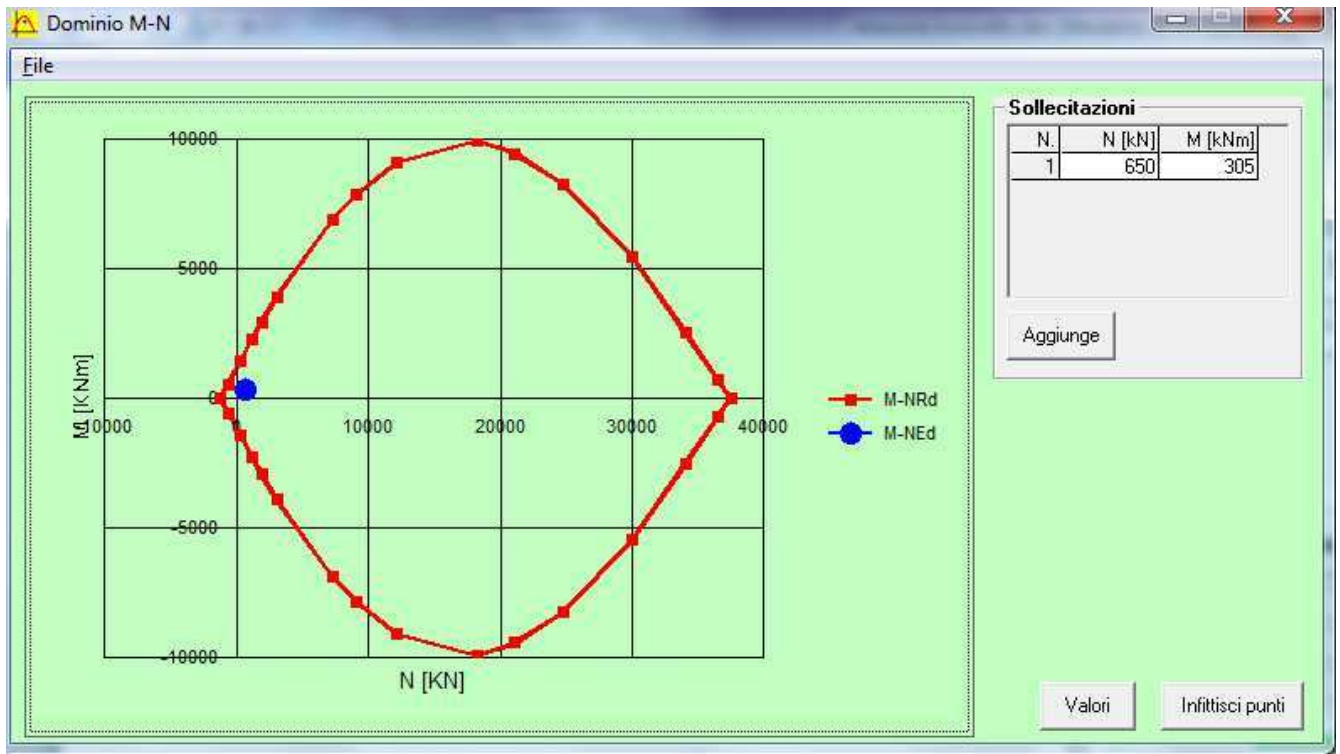
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 70 \text{ kN}$.

Non è necessaria armatura a taglio.

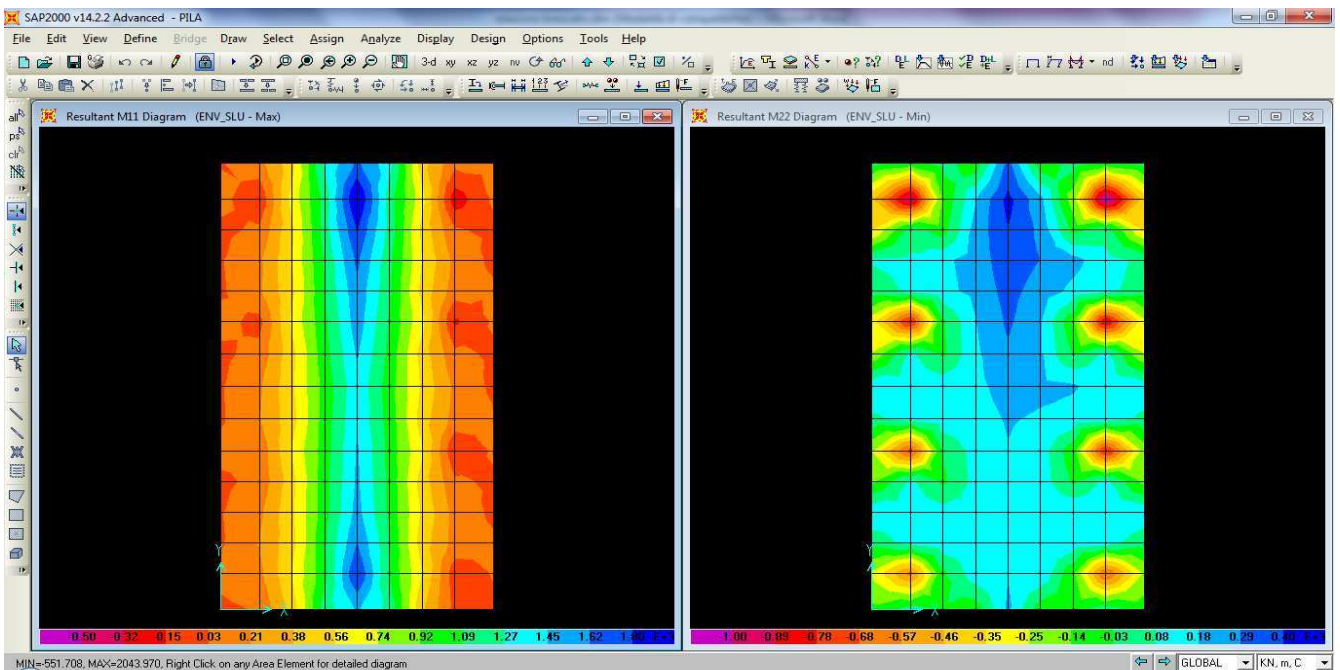
Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	32	Mpa	
$d =$	1940	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	1570	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1940000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3211	\leq	2
$\rho_1 =$	0.000809278	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.6267
$v_{min} =$	0.3006		
$V_{Rd,c} =$	422.34	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	583.23	kN	valore minimo di resistenza

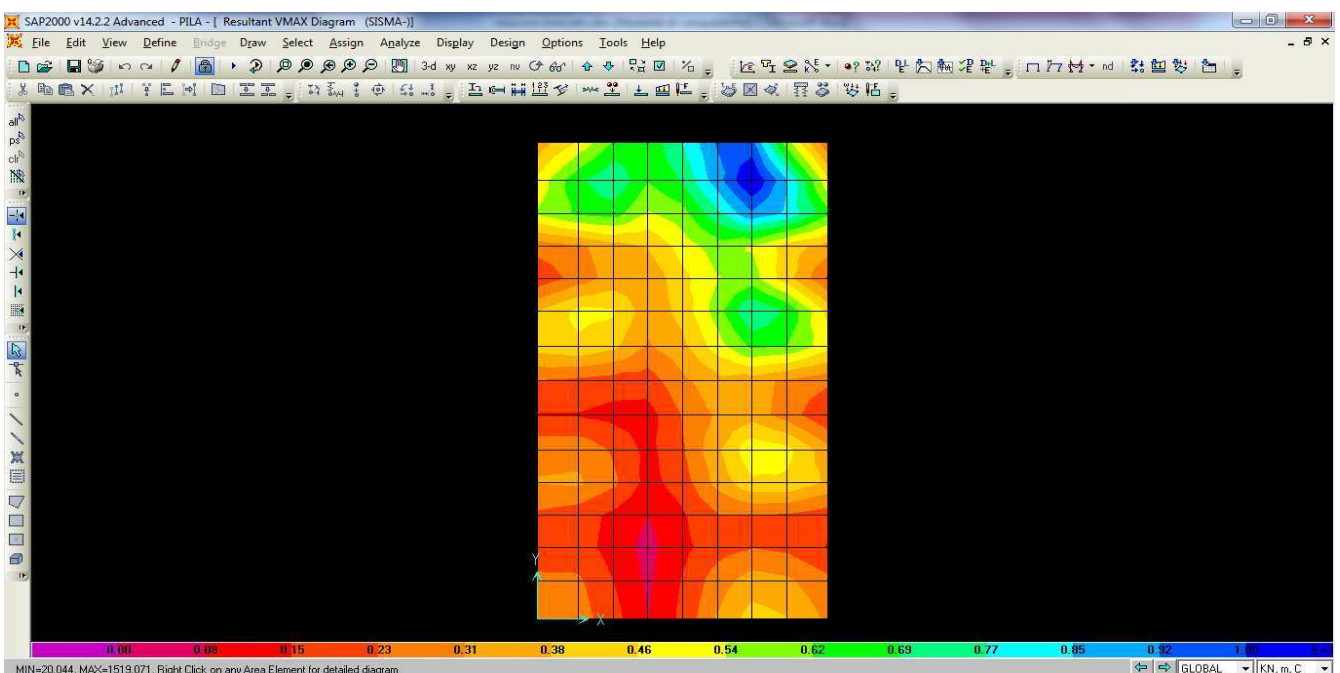
8.1.1.2 PLATEA DI FONDAZIONE

La platea di fondazione è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di flessione retta e di taglio nella sezione maggiormente sollecitata. Nelle figure seguenti viene riportata la mappatura cromatica delle sollecitazioni flettenti e taglianti all'interno della platea di fondazione.

SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



SOLLECITAZIONI TAGLIANTI



Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 1+1 barre $\phi 24$ mm passo 10 cm (disposte in entrambe le direzioni X).

Si precisa che le sollecitazioni di verifica sono condotte per una striscia di profondità unitaria.

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

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

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	45.24	6.5
			2	45.24	154.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. \leftrightarrow Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	1800	1000	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		C28/35	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 200

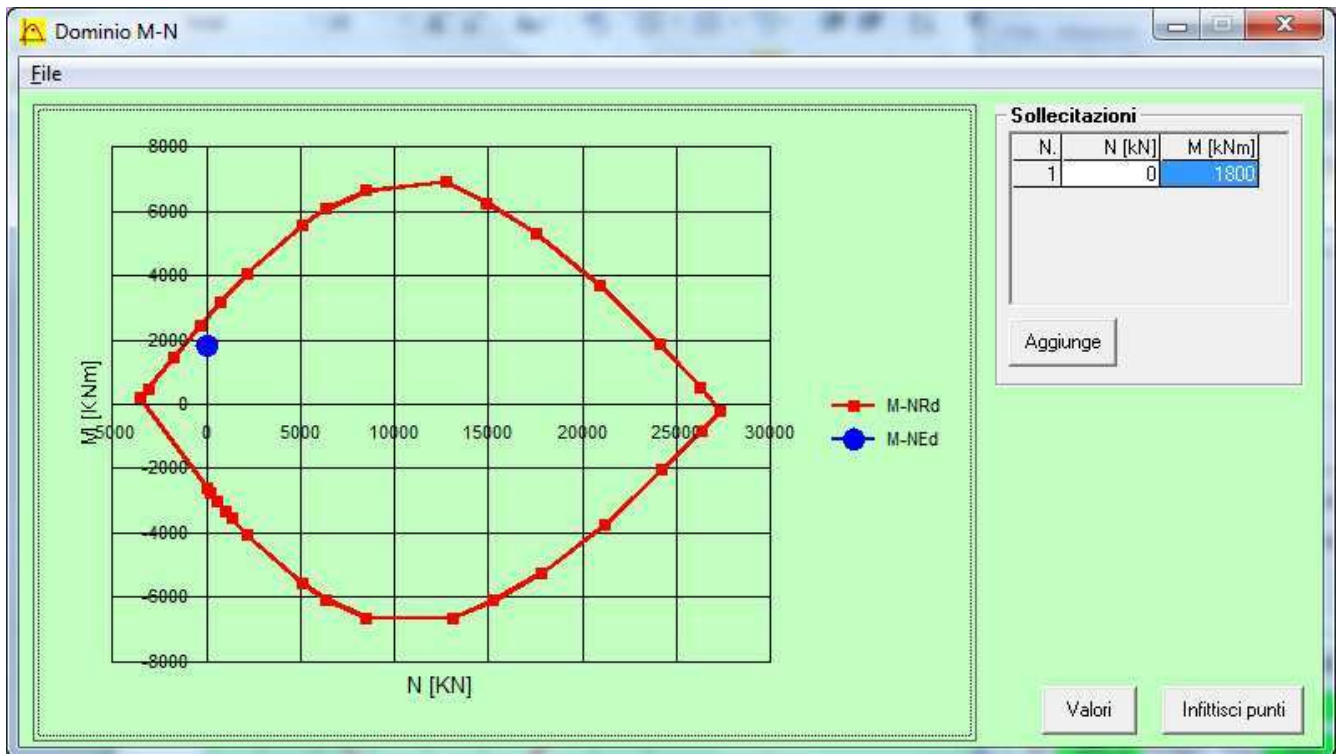
Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

M_{xRd} 2'652 kN m

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 E_c 3.5 ‰
 E_s 61.36 ‰
 d 154.5 cm
 x 8.337 x/d 0.05396
 δ 0.7



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 1000$ KN.

Si ipotizza di inserire un'armatura a taglio costituita da ganci, opportunamente ancorati, diametro 14 mm disposti su una maglia 40x40 cm, nell'introno dei punti di picco della sollecitazione a taglio.

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	28	Mpa	
$d =$	1450	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	4521.6	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1450000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3714	≤	2
$\rho_1 =$	0.003118345	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	<	3.1733
$v_{min} =$	0.2974		
$V_{Rd,c} =$	491.37	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	431.28	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio
precompresso? no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1450	mm	altezza utile
$z =$	1305	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226.08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5328		
$f_{cd} =$	15.87	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	1154.56	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	3804.00	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.354	≤	4.22688	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.1.1.3 PALI

La sezione dei pali di fondazione delle spalle è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di sommità in quanto maggiormente sollecitata. In particolare per la condizione di presso/tenso-flessione retta si è costruito il diagramma resistente $N_{Rd}-M_{Rd}$ e si sono plottate al suo interno le coppie di sollecitazioni $N_{Ed}-M_{Ed}$ fornite dall'unica combinazione "ENV-SLU/SLV" ottenuta dall'involuppo di tutte le combinazioni in condizione statica e sismica. I criteri generali seguiti sono ovviamente conformi a quanto previsto al punto 4.1.2.1 delle NTC08 sia per quanto riguarda la presso-flessione sia per l'azione di taglio. In particolare per la determinazione delle resistenza a taglio del fusto del palo si sono assunte le formulazioni riportate ai punti 4.1.2.1.3.1 e 4.1.2.1.3.2 a seconda che la sezione in esame sia non dotata o dotata di apposita armatura a taglio; data la sezione circolare dei pali si è semplicemente confrontato tale valore resistente con il valore sollecitante ottenuto come radice quadrata della somma dei quadrati delle azioni taglianti nelle due direzioni (longitudinale e trasversale). Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni nella sezione di sommità dei 8 pali schematizzati (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Joint Forces - Frames										
Frame	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	21	ENV_SLU	Combination	Max	97.659	239.207	-119.055	997.1937	39.819	0

4	21	ENV_SLU	Combination	Min	2.069	13.891	-2170.174	45.3969	-364.3487	0
5	9	ENV_SLU	Combination	Max	96.833	241.53	-734.286	1012.433	29.6456	0
5	9	ENV_SLU	Combination	Min	3.613	14.669	-2297.254	50.5215	-358.995	0
9	14	ENV_SLU	Combination	Max	92.814	242.376	-1358.495	1018.0129	34.7681	0
9	14	ENV_SLU	Combination	Min	2.835	16.016	-2405.825	59.3924	-332.508	0
13	24	ENV_SLU	Combination	Max	89.494	240.6	-1847.403	1006.4009	52.2729	0
13	24	ENV_SLU	Combination	Min	0.177	16.327	-2486.155	61.4444	-310.7623	0
17	41	ENV_SLU	Combination	Max	111.062	238.904	-805.096	995.2336	-170.3822	0
17	41	ENV_SLU	Combination	Min	33.978	13.833	-2301.656	45.0213	-452.838	0
21	42	ENV_SLU	Combination	Max	111.866	241.472	-1424.533	1012.0553	-163.1859	0
21	42	ENV_SLU	Combination	Min	32.887	14.658	-2429.542	50.4491	-458.0089	0
25	43	ENV_SLU	Combination	Max	115.886	242.435	-1968.679	1018.3906	-168.3085	0
25	43	ENV_SLU	Combination	Min	33.665	16.027	-2538.113	59.4648	-484.4959	0
29	44	ENV_SLU	Combination	Max	119.227	240.903	-2066.539	1008.361	-182.8361	0
29	44	ENV_SLU	Combination	Min	35.87	16.385	-2739.889	61.8201	-506.4244	0

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 18 barre $\phi 30$ mm.

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

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

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

TITOLO :

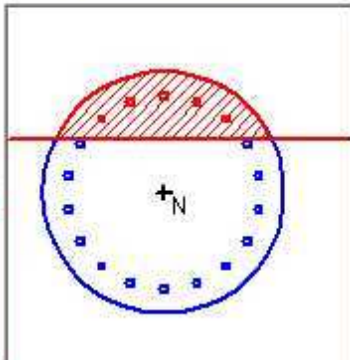
Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 18
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre: 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	120	250	kN
M _{xEd}	1120	566	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		C28/35	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	15.87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8 ?
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6667
		τ_{c1}	1.971

M_{xRd} 1'754 kN.m

σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 7.83 ‰
 d 90 cm
 x 27.8 x/d 0.3089
 δ 0.8261

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

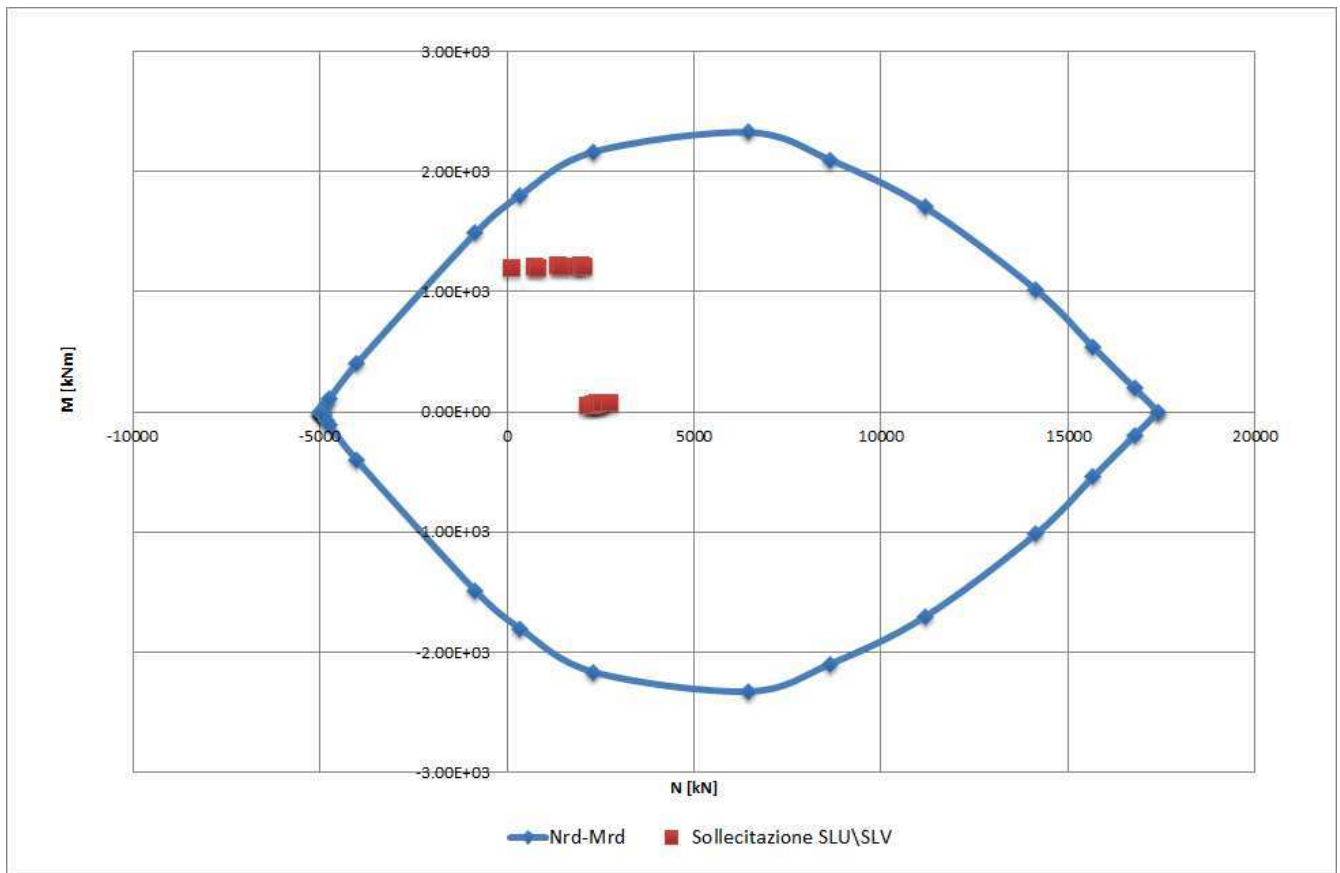
Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett. 200

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 322 \text{ KN}$.

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, qualora si possano presentare significativi sforzi di trazione è obbligatoria un'apposita armatura trasversale a taglio; si ipotizza di inserire un'armatura a spirale avente diametro 12 mm e passo pari a 250 mm. In tal caso si ha quanto segue (si precisa che si schematizza la sezione circolare ad una rettangolare equivalente di larghezza pari al diametro ed altezza utile pari a $0.8 \cdot 0.95 = 0.76$ volte il diametro)

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} = 28 \text{ Mpa}$

$d =$	760	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	1899.7	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1200	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	912000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5130	\leq	2
$\rho_1 =$	0.002083004	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.1733
$v_{min} =$	0.3447		
$V_{Rd,c} =$	298.05	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	314.34	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio precompresso? no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	1200	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	760	mm	altezza utile
$z =$	684	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	226.08	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.5328		
$f_{cd} =$	15.87	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	605.15	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2392.58	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.295	\leq	4.22688	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

8.1.2. Verifica a fessurazione – SLE

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo indiretto tabellare proposto al punto C4.1.2.2.4, cioè limitando la tensione di trazione agente nelle barre in acciaio calcolata in ipotesi classica di sezione parzializzata (metodo “n”) secondo la combinazione di calcolo pertinente (a seconda dell’aggressività

dell'ambiente) in funzione del diametro massimo delle barre e dell'interasse tra le barre stesse. Qualora la tensione risultasse inferiore a 160.0 MPa la verifica a fessurazione si considera automaticamente soddisfatta.

8.1.2.1 FUSTO

Combinazione frequente

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

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

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

Titolo: _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	200	1	15.71	6.2
			2	15.71	193.8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 650 670 kN
 M_{xEd} 305 13 kNm
 M_{yEd} 0 0

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

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

σ_c -0.3456 N/mm²
 ε_s -0.02326 ‰

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

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

Combinazione quasi permanente

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

8.1.2.2 PLATEA DI FONDAZIONE

Combinazione frequente

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

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	45.24	6.5
			2	45.24	154.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
B450C **C28/35**
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

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

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

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

Combinazione quasi permanente

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

8.1.2.3 PALI

Combinazione frequente

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

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

Combinazione quasi permanente

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

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

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale dei pali pari a 32.0 m, si ha una capacità portante di calcolo del singolo palo pari a: $R_{cd} = 4400.0 \text{ KN}$

La massima azione assiale registrata alla base dei pali vale:

- $N_{Ed} = 3670 \text{ KN}$.

Si ha pertanto:

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

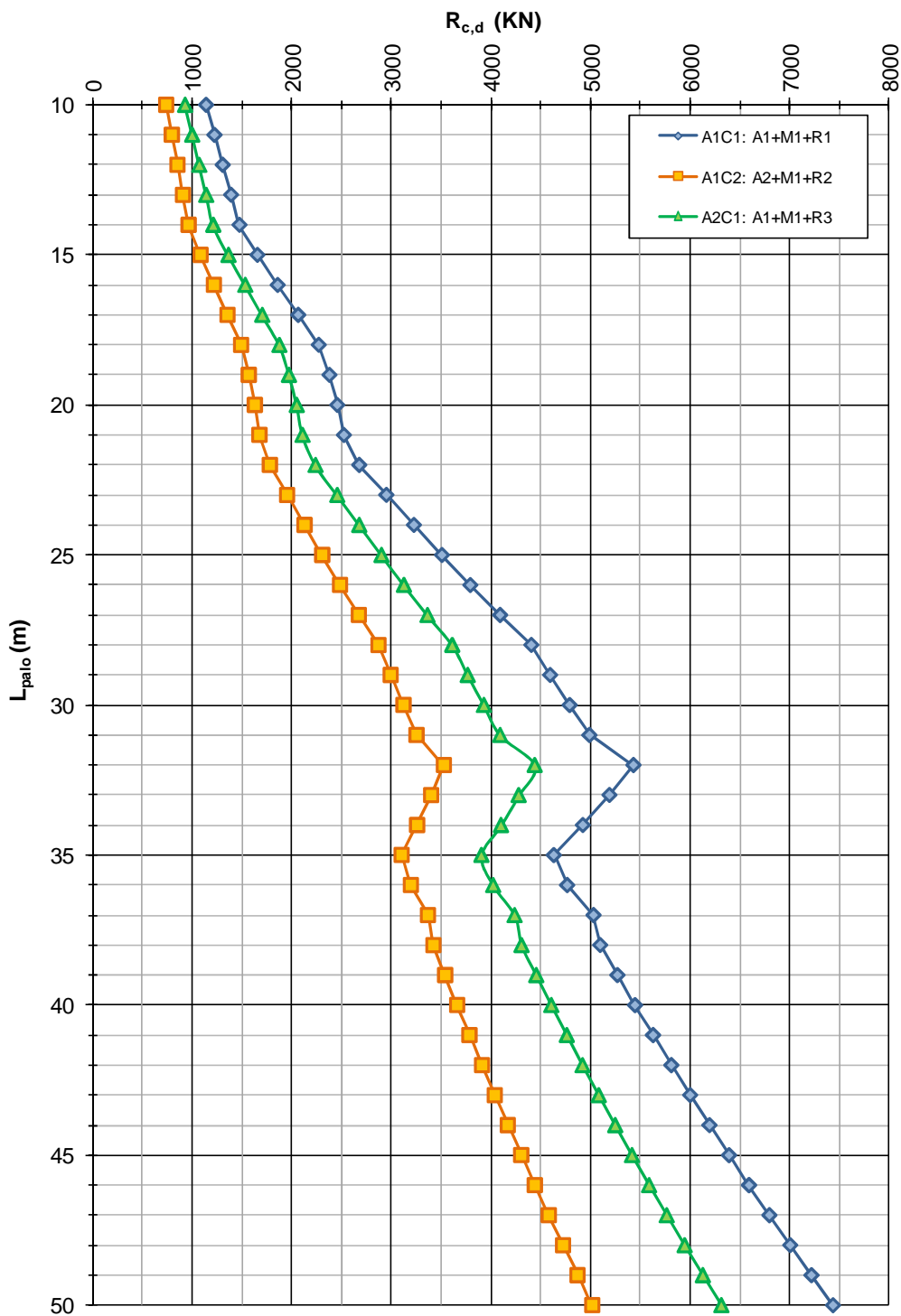
Per quanto riguarda la verifica della capacità portante per carichi verticali dell'intera palificata, dal momento che i pali distano tra più di 3 volte il loro diametro, è possibile fare riferimento ad un coefficiente di efficienza pari a 0.8. Si ha pertanto (il massimo carico verticale globale N_{Ed} è stato ottenuto dal modello di calcolo come "Base Reaction" in direzione verticale a cui è stato sottratto il peso dei pali):

$$Q_{G,Rd} = 0.8 \cdot 4400 \cdot 8 = 28160 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 27892 < Q_{G,Rd}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

DPO03 - Ponte sul canale di Brescello - ZO3-1RE
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Pali trivellati ϕ 1000mm



8.1.4. 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 compressione, 190 KN a cui corrisponde il seguente momento resistente della sezione.

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

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 18
 Diametro barre: 3 [cm]
 Copriferro (baric.): 10 [cm]

N° barre 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	0
2	0	0	0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. → Metodo n

N_{Ed}: 190 1400 kN
 M_{xEd}: 0 106 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. 200
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

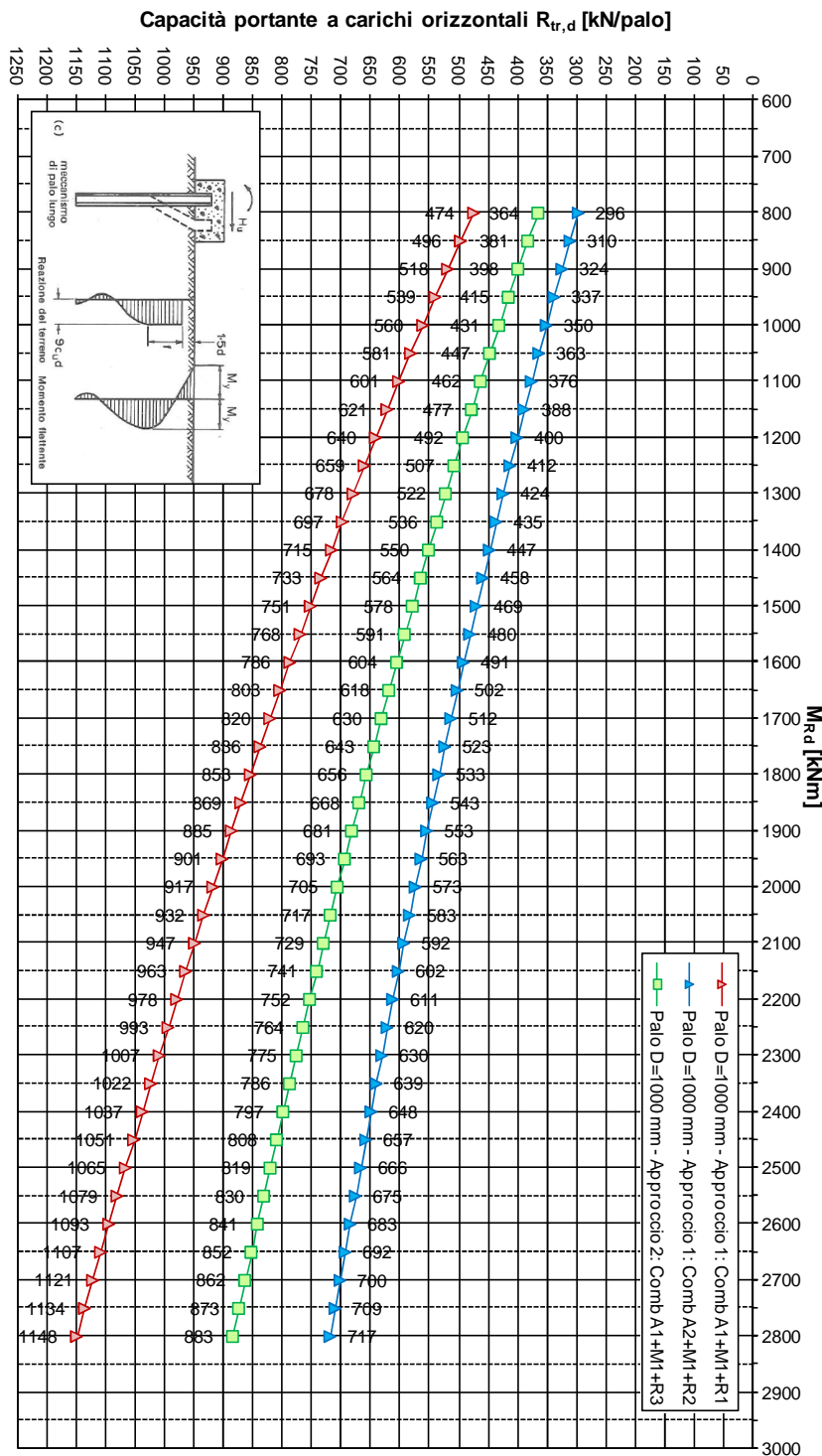
B450C **C28/35**

E_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{c1}: 1.971

M_{xRd}: 1'770 kNm
 σ_c: -15.87 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 7.713 ‰
 d: 90 cm
 x: 28.09 x/d: 0.3121
 δ: 0.8302

Dal grafico relativo alla capacità portante si ha quanto segue:

$$R_{R,d} = 640 \text{ KN} > V_{Ed} = 322 \text{ KN}.$$



Per quanto attiene alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali della palificata intesa come gruppo di pali, in riferimento a quanto indicato nella relazione geotecnica è possibile assumere un coefficiente di efficienza

pari a 0.8. Si ha pertanto (H_{Ed} è l'azione ottenuta sommando tutti i massimi in valore assoluto dell'azione tagliante agente longitudinalmente, mentre il valore della capacità portante orizzontale è calcolato ipotizzando il valore di azione assiale media agente in sommità pali in condizione sismica):

$$H_{Rd} = 0.8 \cdot 8 \cdot 705 = 4512 \text{ KN}$$

$$H_{Ed} = 2522 \text{ KN}$$

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

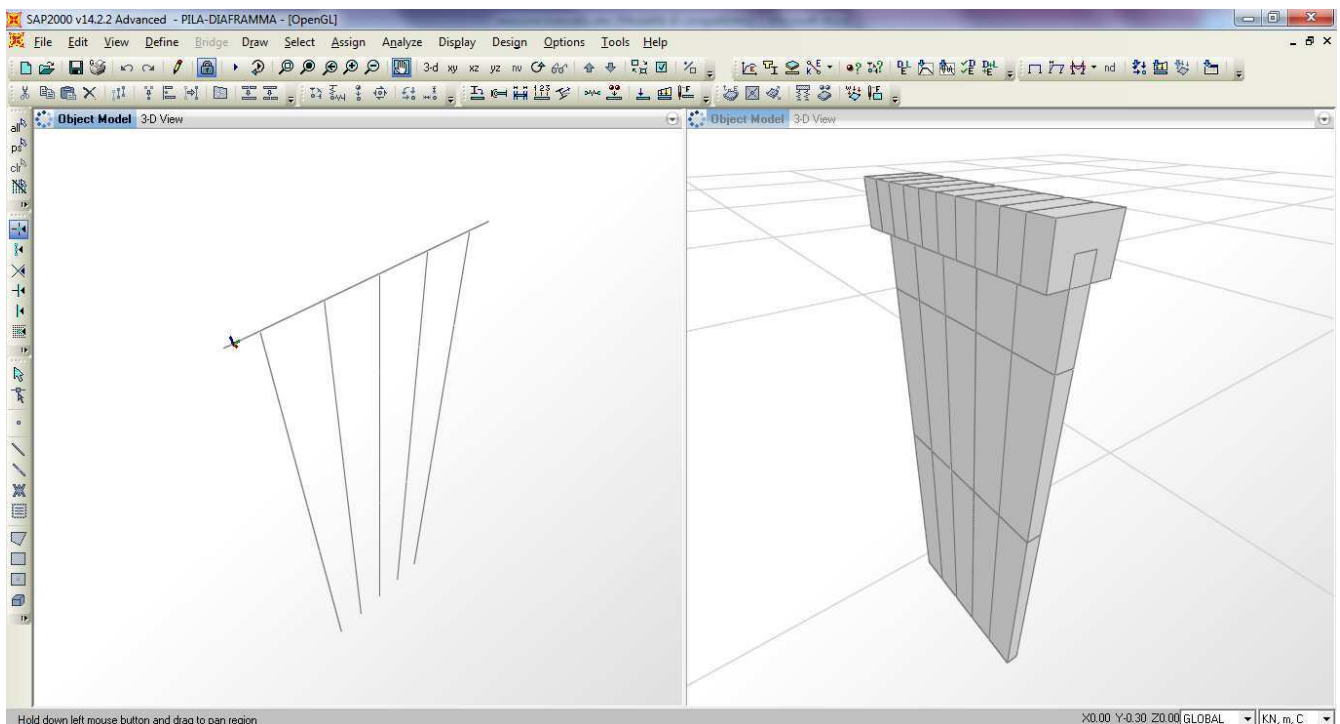
La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILA-DIAFRAMMA

9.1. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO

Il dimensionamento della pila-diaframma è stato effettuato tramite la realizzazione di un apposito modello agli elementi finiti con il programma SAP2000 v.14.2.2 della C&S Inc. La geometria analizzata è sinteticamente descritta da quanto segue:

- Altezza pulvino: 2.0 m;
- Lunghezza pulvino: 11.9 m;
- Larghezza pulvino: 3 m;
- Numero di diaframmi: 5;
- Caratteristiche diaframma: 80x250 mmq;
- Lunghezza diaframma: 30.0 m.



Il modello realizzato è caratterizzato dalle seguenti proprietà:

- Il pulvino e i diaframmi sono schematizzati con elementi finiti monodimensionali “frames”;
- I diaframmi sono stati vincolati orizzontalmente tramite vincoli elastici lineari avente rigidezza $K_h = 1188 \text{ KN/m/m}$ per il primo tratto di lunghezza 4.0 m, pari a $K_h = 18729 \text{ KN/m/m}$ per il secondo tratto di lunghezza 10.0 m e $K_h = 130790 \text{ KN/m/m}$ per l'ultimo tratto di lunghezza 16 m (schematizzazione del terreno alla “Winkler”) e verticalmente tramite un vincolo elastico alla base di rigidezza $K_h = 1000000 \text{ KN/m}$.

Si sono assegnati i seguenti carichi:

- Peso proprio degli elementi costituenti la pila;
- Ai nodi di sommità dell'elemento “Frame” schematizzante il pulvino (asse degli appoggi) 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).

CASO DI CARICO	N [KN]	M[KNm]	Vy [KN]
PERMANENTI 1° TRAVE	-1613.66	-	-
PERMANENTI 2° TRAVE	-1417.86	-	-
PERMANENTI 3° TRAVE	-1417.86	-	-
PERMANENTI 4° TRAVE	-1613.66	-	-
VEICOLI 1° TRAVE	-912.32	-	-
VEICOLI 2° TRAVE	-737.27	-	-
VEICOLI 3° TRAVE	-594.32	-	-
VEICOLI 4° TRAVE	-519.88	-	-
VENTO	-	-	106.6
SISMA	-	-	1096

- Per quanto riguarda l'azione inerziale orizzontale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato un'azione orizzontale diretta in direzione X pari a 0.159 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_h \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.159 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

- Per quanto riguarda l'azione inerziale verticale causata dal sisma e dovuta alle masse proprie degli elementi in gioco, si è assegnato ad ogni elemento modellato un'azione verticale diretta in direzione Z pari a 0.080 volte il peso proprio dell'elemento stesso, secondo la relazione:

$$F_{\text{inerziale}} = K_v \cdot a_g \cdot g \cdot W = 0.080 \cdot W \quad (W = \text{peso proprio dell'elemento considerato}).$$

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

PILA -SLU/SLV	1	2	3	4	5	6
PESO PROPRIO	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 1° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 2° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 3° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
PERMANENTI 4° TRAVE	1.35	1	1.35	1	1	1
VEICOLI 1° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VEICOLI 2° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VEICOLI 3° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VEICOLI 4° TRAVE	1.35	1.35	1.02	1.02	-	-
VENTO	0.9	0.9	1.5	1.5	-	-
SISMA X	-	-	-	-	0	0
SISMA Y	-	-	-	-	1	1
SISMA Z	-	-	-	-	1	-1

PILA -SLE FR	1	2
PESO PROPRIO	1	1
PERMANENTI	1	1
PERMANENTI 1° TRAVE	1	1
PERMANENTI 2° TRAVE	1	1
PERMANENTI 3° TRAVE	1	1
PERMANENTI 4° TRAVE	1	1
VEICOLI 1° TRAVE	0.75	0
VEICOLI 2° TRAVE	0.75	0
VEICOLI 3° TRAVE	0.75	0
VEICOLI 4° TRAVE	0.75	0
VENTO	0	0.2
SISMA X	-	-
SISMA Y	-	-
SISMA Z	-	-

9.1.1. Verifiche di Resistenza – SLU/SLV

9.1.1.1 PULVINO

La sezione del pulvino è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di più 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. Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni dei 5 diaframmi schematizzati (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
38	0	ENV_SLU	Combination	Max	0	-2.91E-11	2.328E-10	0	1.164E-10	2.274E-12
38	0.30875	ENV_SLU	Combination	Max	0	62.522	0	0	1.1368	-6.5811
38	0.6175	ENV_SLU	Combination	Max	0	125.044	0	0	4.5471	-26.3244
38	0.6175	ENV_SLU	Combination	Max	0	125.044	0	5.821E-11	4.5471	-26.3244
38	0.92625	ENV_SLU	Combination	Max	0	187.566	0	5.821E-11	10.2309	-59.23
38	1.235	ENV_SLU	Combination	Max	0	250.087	0	5.821E-11	18.1883	-105.2977
38	0	ENV_SLU	Combination	Min	0	-5.894E-11	0	0	0	2.046E-13
38	0.30875	ENV_SLU	Combination	Min	0	42.631	-7.364	0	0	-9.6518
38	0.6175	ENV_SLU	Combination	Min	0	85.261	-14.727	0	0	-38.6073
38	0.6175	ENV_SLU	Combination	Min	0	85.261	-14.727	0	0	-38.6073
38	0.92625	ENV_SLU	Combination	Min	0	127.892	-22.091	0	0	-86.8663
38	1.235	ENV_SLU	Combination	Min	0	170.523	-29.455	0	0	-154.429
39	0	ENV_SLU	Combination	Max	0	250.088	0	0	18.1883	-105.2977
39	0.005	ENV_SLU	Combination	Max	0	251.1	0	0	18.3359	-106.1521
39	0.005	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	-912.559	265.689	0	18.3359	490.7051
39	0.3125	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	-870.101	258.355	0	0	764.7893
39	0.62	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	-827.643	251.021	0	0	1025.8175
39	0.62	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	-827.643	251.021	0	0	1025.8175
39	0.9275	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	-785.185	243.688	0	0	1274.8467
39	1.235	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	-742.727	236.354	0	0	1880.1951
39	0	ENV_SLU	Combination	Min	0	170.523	-29.455	0	0	-154.429
39	0.005	ENV_SLU	Combination	Min	0	171.213	-29.574	0	0	-155.682
39	0.005	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	-2362.336	0	-1.8598	0	-872.2969
39	0.3125	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	-2300.067	0	-1.8598	-62.2359	-155.4524
39	0.62	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	-2237.798	0	-1.8598	-140.5526	428.6575
39	0.62	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	-2237.798	0	-1.8598	-140.5526	428.6575
39	0.9275	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	-2175.53	0	-1.8598	-216.6141	953.7662
39	1.235	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	-2113.261	0	-1.8598	-290.4204	1434.3162
40	0	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	870.933	0	0	0	1880.1951
40	0.3175	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	921.471	0	0	0	1626.4602
40	0.635	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	972.882	0	0	0	1352.3121
40	0.635	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	972.882	0	0	0	1352.3121
40	0.9525	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	1024.293	0	0	55.3418	1057.7506

40	1.27	ENV_SLU	Combination	Max	176.117	1075.704	0	0	175.4043	742.7759
40	0	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	604.236	-351.646	-1.8598	-290.4204	1434.3162
40	0.3175	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	651.861	-359.219	-1.8598	-177.5706	1225.2259
40	0.635	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	699.486	-366.791	-1.8598	-62.3165	926.0255
40	0.635	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	699.486	-366.791	-1.8598	-62.3165	926.0255
40	0.9525	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	747.111	-374.363	-1.8598	0	608.974
40	1.27	ENV_SLU	Combination	Min	-48.529	794.736	-381.936	-1.8598	0	275.5995
41	0	ENV_SLU	Combination	Max	378.32	-339.484	0	0	175.4043	1158.621
41	0.3075	ENV_SLU	Combination	Max	378.32	-297.026	0	0	203.3576	1256.4843
41	0.615	ENV_SLU	Combination	Max	378.32	-254.567	0	0	233.566	1371.9202
41	0.615	ENV_SLU	Combination	Max	378.32	-254.567	0	0	233.566	1371.9202
41	0.9225	ENV_SLU	Combination	Max	378.32	-212.109	0	0	266.0296	1885.5172
41	1.23	ENV_SLU	Combination	Max	378.32	-169.651	0	0	300.7484	2379.9665
41	0	ENV_SLU	Combination	Min	-71.889	-1825.906	-87.238	-1.3215	0	229.3939
41	0.3075	ENV_SLU	Combination	Min	-71.889	-1763.637	-94.572	-1.3215	0	678.8827
41	0.615	ENV_SLU	Combination	Min	-71.889	-1701.368	-101.906	-1.3215	0	1070.0389
41	0.615	ENV_SLU	Combination	Min	-71.889	-1701.368	-101.906	-1.3215	0	1070.0389
41	0.9225	ENV_SLU	Combination	Min	-71.889	-1639.1	-109.24	-1.3215	0	1413.0433
41	1.23	ENV_SLU	Combination	Min	-71.889	-1576.831	-116.574	-1.3215	0	1471.739
42	0	ENV_SLU	Combination	Max	-98.566	1248.209	0	0	300.7484	2379.9665
42	0.32	ENV_SLU	Combination	Max	-98.566	1299.235	0	0	339.2731	2004.9227
42	0.64	ENV_SLU	Combination	Max	-98.566	1351.051	0	0	380.2399	1609.1428
42	0.64	ENV_SLU	Combination	Max	-98.566	1351.051	0	0	380.2399	1609.1428
42	0.96	ENV_SLU	Combination	Max	-98.566	1402.867	0	0	423.6491	1192.627
42	1.28	ENV_SLU	Combination	Max	-98.566	1454.683	0	0	469.5004	755.3752
42	0	ENV_SLU	Combination	Min	-169.902	897.932	-116.574	-1.3215	0	1471.739
42	0.32	ENV_SLU	Combination	Min	-169.902	945.932	-124.206	-1.3215	0	1065.2428
42	0.64	ENV_SLU	Combination	Min	-169.902	993.932	-131.838	-1.3215	0	644.2019
42	0.64	ENV_SLU	Combination	Min	-169.902	993.932	-131.838	-1.3215	0	644.2019
42	0.96	ENV_SLU	Combination	Min	-169.902	1041.932	-139.47	-1.3215	0	203.5749
42	1.28	ENV_SLU	Combination	Min	-169.902	1089.932	-147.102	-1.3215	0	-253.6332
43	0	ENV_SLU	Combination	Max	58.913	-184.945	147.102	1.3215	469.5004	901.9142
43	0.32	ENV_SLU	Combination	Max	58.913	-140.761	139.47	1.3215	423.6491	1212.3663
43	0.64	ENV_SLU	Combination	Max	58.913	-96.577	131.838	1.3215	380.2399	1691.8832
43	0.64	ENV_SLU	Combination	Max	58.913	-96.577	131.838	1.3215	380.2399	1691.8832
43	0.96	ENV_SLU	Combination	Max	58.913	-52.393	124.206	1.3215	339.2731	2150.6642
43	1.28	ENV_SLU	Combination	Max	58.913	-7.419	116.574	1.3215	300.7484	2588.7091
43	0	ENV_SLU	Combination	Min	-103.495	-1595.69	0	0	0	577.0586
43	0.32	ENV_SLU	Combination	Min	-103.495	-1530.89	0	0	0	934.1108
43	0.64	ENV_SLU	Combination	Min	-103.495	-1466.09	0	0	0	991.5951
43	0.64	ENV_SLU	Combination	Min	-103.495	-1466.09	0	0	0	991.5951
43	0.96	ENV_SLU	Combination	Min	-103.495	-1401.29	0	0	0	1015.836
43	1.28	ENV_SLU	Combination	Min	-103.495	-1336.49	0	0	0	1025.5322
44	0	ENV_SLU	Combination	Max	-132.042	1572.935	116.574	1.3215	300.7484	2588.7091
44	0.3075	ENV_SLU	Combination	Max	-132.042	1635.204	109.24	1.3215	266.0296	2095.4577
44	0.615	ENV_SLU	Combination	Max	-132.042	1697.473	101.906	1.3215	233.566	1583.0587
44	0.615	ENV_SLU	Combination	Max	-132.042	1697.473	101.906	1.3215	233.566	1583.0587
44	0.9225	ENV_SLU	Combination	Max	-132.042	1759.741	94.572	1.3215	203.3576	1051.5121
44	1.23	ENV_SLU	Combination	Max	-132.042	1822.01	87.238	1.3215	175.4043	500.8178
44	0	ENV_SLU	Combination	Min	-489.309	1222.087	0	0	0	1025.5322
44	0.3075	ENV_SLU	Combination	Min	-489.309	1268.212	0	0	0	585.5364

44	0.615	ENV_SLU	Combination	Min	-489.309	1314.337	0	0	0	131.4626
44	0.615	ENV_SLU	Combination	Min	-489.309	1314.337	0	0	0	131.4626
44	0.9225	ENV_SLU	Combination	Min	-489.309	1360.462	0	0	0	-340.5255
44	1.23	ENV_SLU	Combination	Min	-489.309	1406.587	0	0	0	-827.8246
45	0	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	-201.801	381.936	1.8598	175.4043	910.1796
45	0.3175	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	-157.962	374.363	1.8598	55.3418	1284.1122
45	0.635	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	-114.123	366.791	1.8598	0	1637.6316
45	0.635	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	-114.123	366.791	1.8598	0	1637.6316
45	0.9525	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	-70.285	359.219	1.8598	0	1970.7377
45	1.27	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	-25.572	351.646	1.8598	0	2283.4305
45	0	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	-1209.887	0	0	0	467.4848
45	0.3175	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	-1145.594	0	0	0	532.7347
45	0.635	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	-1081.3	0	0	-62.3165	581.6616
45	0.635	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	-1081.3	0	0	-62.3165	581.6616
45	0.9525	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	-1017.006	0	0	-177.5706	612.7374
45	1.27	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	-952.712	0	0	-290.4204	628.0933
46	0	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	2457.361	0	1.8598	0	2283.4305
46	0.3075	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	2519.629	0	1.8598	0	1518.2184
46	0.615	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	2581.898	0	1.8598	0	733.8585
46	0.615	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	2581.898	0	1.8598	0	733.8585
46	0.9225	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	2644.167	0	1.8598	0	-45.3983
46	1.23	ENV_SLU	Combination	Max	-79.289	2706.436	0	1.8598	18.3359	-725.2518
46	1.23	ENV_SLU	Combination	Max	0	-171.213	29.574	0	18.3359	-106.1521
46	1.235	ENV_SLU	Combination	Max	0	-170.523	29.455	0	18.1883	-105.2977
46	0	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	1587.214	-236.354	0	-290.4204	628.0933
46	0.3075	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	1629.672	-243.688	0	-216.6141	133.4971
46	0.615	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	1672.13	-251.021	0	-140.5526	-376.7496
46	0.615	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	1672.13	-251.021	0	-140.5526	-376.7496
46	0.9225	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	1714.588	-258.355	0	-62.2359	-903.3641
46	1.23	ENV_SLU	Combination	Min	-245.872	1757.046	-265.689	0	0	-1445.2895
46	1.23	ENV_SLU	Combination	Min	0	-251.1	0	0	0	-155.682
46	1.235	ENV_SLU	Combination	Min	0	-250.088	0	0	0	-154.429
47	0	ENV_SLU	Combination	Max	0	-170.523	29.455	0	18.1883	-105.2977
47	0.30875	ENV_SLU	Combination	Max	0	-127.892	22.091	0	10.2309	-59.23
47	0.6175	ENV_SLU	Combination	Max	0	-85.261	14.727	0	4.5471	-26.3244
47	0.6175	ENV_SLU	Combination	Max	0	-85.261	14.727	0	4.5471	-26.3244
47	0.92625	ENV_SLU	Combination	Max	0	-42.631	7.364	0	1.1368	-6.5811
47	1.235	ENV_SLU	Combination	Max	0	1.322E-12	0	0	1.075E-10	-2.499E-11
47	0	ENV_SLU	Combination	Min	0	-250.087	0	0	0	-154.429
47	0.30875	ENV_SLU	Combination	Min	0	-187.566	0	0	0	-86.8663
47	0.6175	ENV_SLU	Combination	Min	0	-125.044	0	0	0	-38.6073
47	0.6175	ENV_SLU	Combination	Min	0	-125.044	0	0	0	-38.6073
47	0.92625	ENV_SLU	Combination	Min	0	-62.522	0	0	0	-9.6518
47	1.235	ENV_SLU	Combination	Min	0	-7.523E-13	-2.161E-10	0	0	-3.682E-11

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 1+1 barre $\phi 24$ mm passo 20 cm.

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

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	300	200	1	63.33	8
			2	63.33	192

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="60"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="1325"/>	<input type="text" value="1760"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45			
E _{su}	<input type="text" value="67.5"/>	‰	E _{c2}	<input type="text" value="2"/>	‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/>	N/mm²	E _{cu}	<input type="text" value="3.5"/>	
E _s	<input type="text" value="200'000"/>	N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="19.83"/>	
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>		f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/>	?
E _{syd}	<input type="text" value="1.957"/>	‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="13.5"/>	
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/>	N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8"/>	
			τ _{c1}	<input type="text" value="2.257"/>	

M_{xRd} kN.m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

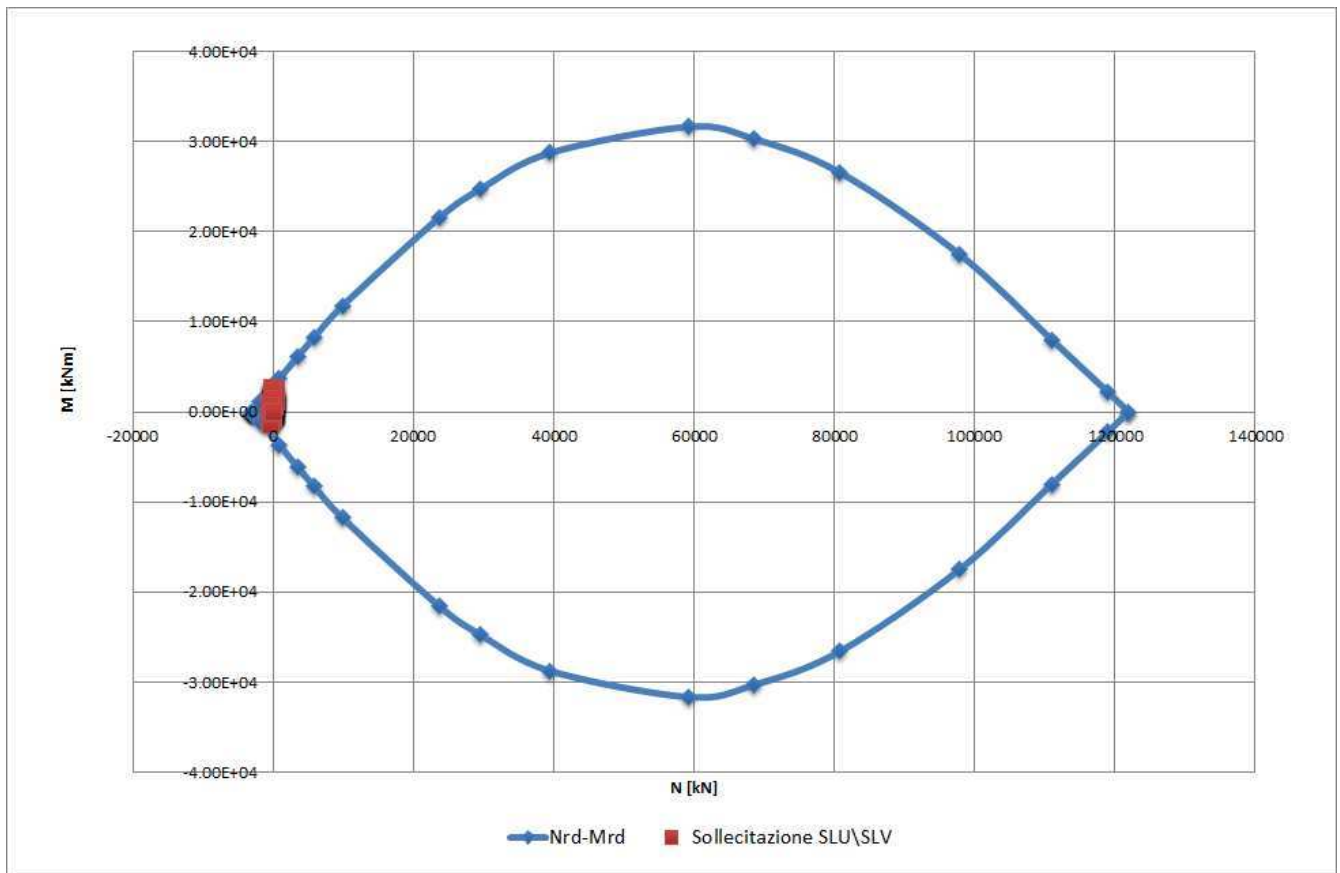
E_c ‰

E_s ‰

d cm

x x/d

δ



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 2700 \text{ KN}$.

Si ipotizza di inserire un'armatura a taglio costituita da ganci, opportunamente ancorati, diametro 10 mm disposti su una maglia 25x40 cm, nell'introno dei punti di picco della sollecitazione a taglio.

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	35	Mpa	
$d =$	1940	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	3799.4	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	3000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	5820000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.3211	\leq	2

$\rho_1 =$	0.000652818	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.9667
$V_{min} =$	0.3144		
$V_{Rd,c} =$	1215.22	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	1829.86	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio precompresso? no

$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1.57 radianti
$\theta =$	21.8	°	0.38 radianti
$b_w =$	3000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	1940	mm	altezza utile
$z =$	1746	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	588.75	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391.30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1.0000		
$v_1 =$	0.516		
$f_{cd} =$	19.83	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	4022.73	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	18483.77	kN	resistenza lato calcestruzzo
0.307	\leq	5.117	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

9.1.1.2 DIAFRAMMI

La sezione dei diaframmi di fondazione è stata dimensionata eseguendo le verifiche allo Stato Limite Ultimo in condizioni di presso/tenso-flessione retta e di taglio nella sezione di più 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. Nella Tabella seguente si riportano le sollecitazioni dei 5 diaframmi schematizzati (P azione assiale positiva se di trazione, V2 e V3 azioni taglianti, T momento torcente, M2 e M3 momenti flettenti).

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
-------	---------	------------	----------	----------	---	----	----	---	----	----

Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
50	0	ENV_SLU	Combination	Max	-2309.889	0	14.394	0	604.5684	181.8226
50	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2259.889	0	14.394	0	590.1741	323.5511
50	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2259.889	0	22.334	0	590.1741	323.5511
50	2	ENV_SLU	Combination	Max	-2209.889	0	22.334	0	567.8398	472.6039
50	2	ENV_SLU	Combination	Max	-2209.889	0	32.734	0	567.8398	472.6039
50	3	ENV_SLU	Combination	Max	-2159.889	0	32.734	0	535.1053	627.4381
50	3	ENV_SLU	Combination	Max	-2159.889	0	45.904	0	535.1053	627.4381
50	4	ENV_SLU	Combination	Max	-2109.889	0	45.904	0	489.2016	784.0647
50	4	ENV_SLU	Combination	Max	-2109.889	0	62.136	0	489.2016	784.0647
50	5	ENV_SLU	Combination	Max	-2059.889	0	62.136	0	427.0657	935.2471
50	5	ENV_SLU	Combination	Max	-2059.889	0	81.703	0	427.0657	935.2471
50	6	ENV_SLU	Combination	Max	-2009.889	0	81.703	0	345.3631	1069.6904
50	6	ENV_SLU	Combination	Max	-2009.889	0	104.846	0	345.3631	1069.6904
50	7	ENV_SLU	Combination	Max	-1959.889	0	104.846	0	240.5174	1171.259
50	7	ENV_SLU	Combination	Max	-1959.889	0	131.766	0	240.5174	1171.259
50	8	ENV_SLU	Combination	Max	-1909.889	0	131.766	0	123.8252	1218.2806
50	8	ENV_SLU	Combination	Max	-1909.889	35.26	162.611	0	123.8252	1218.2806
50	9	ENV_SLU	Combination	Max	-1859.889	35.26	162.611	0	116.5609	1183.0205
50	9	ENV_SLU	Combination	Max	-1859.889	151.582	197.464	0	116.5609	1183.0205
50	10	ENV_SLU	Combination	Max	-1809.889	151.582	197.464	0	104.7147	1031.4386
50	0	ENV_SLU	Combination	Min	-3939.502	-141.729	-8.528	0	91.2608	0
50	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3872.002	-141.729	-8.528	0	99.7883	0
50	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3872.002	-149.053	-7.963	0	99.7883	0
50	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3804.502	-149.053	-7.963	0	107.751	0
50	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3804.502	-154.834	-7.119	0	107.751	0
50	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3737.002	-154.834	-7.119	0	114.8705	0
50	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3737.002	-156.627	-5.94	0	114.8705	0
50	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3669.502	-156.627	-5.94	0	120.8106	0
50	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3669.502	-151.182	-4.363	0	120.8106	0
50	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3602.002	-151.182	-4.363	0	125.1734	0
50	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3602.002	-134.443	-2.322	0	125.1734	0
50	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3534.502	-134.443	-2.322	0	123.8748	0
50	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3534.502	-101.569	0.249	0	123.8748	0
50	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3467.002	-101.569	0.249	0	115.3245	0
50	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3467.002	-47.022	3.421	0	115.3245	0
50	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3399.502	-47.022	3.421	0	102.2304	0
50	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3399.502	0	7.264	0	102.2304	0
50	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3332.002	0	7.264	0	-53.8598	0
50	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3332.002	0	11.846	0	-53.8598	0
50	10	ENV_SLU	Combination	Min	-3264.502	0	11.846	0	-251.3236	0
53	0	ENV_SLU	Combination	Max	-2481.285	0	21.515	3.553E-15	612.7704	182.1167
53	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2431.285	0	21.515	3.553E-15	591.2556	323.9305
53	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2431.285	0	29.973	1.066E-14	591.2556	323.9305
53	2	ENV_SLU	Combination	Max	-2381.285	0	29.973	1.066E-14	561.3079	473.0649
53	2	ENV_SLU	Combination	Max	-2381.285	0	40.984	7.105E-15	561.3079	473.0649
53	3	ENV_SLU	Combination	Max	-2331.285	0	40.984	7.105E-15	520.3572	627.9717
53	3	ENV_SLU	Combination	Max	-2331.285	0	54.856	7.105E-15	520.3572	627.9717
53	4	ENV_SLU	Combination	Max	-2281.285	0	54.856	7.105E-15	465.5382	784.6541
53	4	ENV_SLU	Combination	Max	-2281.285	0	71.873	1.066E-14	465.5382	784.6541
53	5	ENV_SLU	Combination	Max	-2231.285	0	71.873	1.066E-14	393.705	935.8652

53	5	ENV_SLU	Combination	Max	-2231.285	0	92.296	1.421E-14	393.705	935.8652
53	6	ENV_SLU	Combination	Max	-2181.285	0	92.296	1.421E-14	301.4522	1070.2965
53	6	ENV_SLU	Combination	Max	-2181.285	0	116.35	1.066E-14	301.4522	1070.2965
53	7	ENV_SLU	Combination	Max	-2131.285	0	116.35	1.066E-14	185.1494	1171.7956
53	7	ENV_SLU	Combination	Max	-2131.285	0	144.212	1.066E-14	185.1494	1171.7956
53	8	ENV_SLU	Combination	Max	-2081.285	0	144.212	1.066E-14	40.9882	1218.6704
53	8	ENV_SLU	Combination	Max	-2081.285	35.507	176.003	1.421E-14	40.9882	1218.6704
53	9	ENV_SLU	Combination	Max	-2031.285	35.507	176.003	1.421E-14	-81.0146	1183.1636
53	9	ENV_SLU	Combination	Max	-2031.285	151.953	211.767	1.776E-14	-81.0146	1183.1636
53	10	ENV_SLU	Combination	Max	-1981.285	151.953	211.767	1.776E-14	-127.8872	1031.2102
53	0	ENV_SLU	Combination	Min	-3976.898	-141.814	8.766	0	112.1869	0
53	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3909.398	-141.814	8.766	0	103.4213	0
53	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3909.398	-149.134	10.6	0	103.4213	0
53	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3841.898	-149.134	10.6	0	89.8662	0
53	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3841.898	-154.907	12.944	0	89.8662	0
53	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3774.398	-154.907	12.944	0	72.9446	0
53	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3774.398	-156.682	15.848	0	72.9446	0
53	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3706.898	-156.682	15.848	0	52.7766	0
53	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3706.898	-151.211	19.357	0	52.7766	0
53	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3639.398	-151.211	19.357	0	28.7162	0
53	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3639.398	-134.431	23.509	0	28.7162	0
53	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3571.898	-134.431	23.509	0	0.0861	0
53	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3571.898	-101.499	28.328	0	0.0861	0
53	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3504.398	-101.499	28.328	0	-33.8094	0
53	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3504.398	-46.875	33.831	0	-33.8094	0
53	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3436.898	-46.875	33.831	0	-75.7657	0
53	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3436.898	0	40.018	0	-75.7657	0
53	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3369.398	0	40.018	0	-135.2907	0
53	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3369.398	0	46.873	0	-135.2907	0
53	10	ENV_SLU	Combination	Min	-3301.898	0	46.873	0	-347.058	0
56	0	ENV_SLU	Combination	Max	-2085.772	0	1.924	0	589.0364	182.1167
56	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2035.772	0	1.924	0	587.1126	323.9305
56	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2035.772	0	8.943	0	587.1126	323.9305
56	2	ENV_SLU	Combination	Max	-1985.772	0	8.943	0	578.1944	473.0649
56	2	ENV_SLU	Combination	Max	-1985.772	0	18.254	0	578.1944	473.0649
56	3	ENV_SLU	Combination	Max	-1935.772	0	18.254	0	559.9737	627.9717
56	3	ENV_SLU	Combination	Max	-1935.772	0	30.171	0	559.9737	627.9717
56	4	ENV_SLU	Combination	Max	-1885.772	0	30.171	0	529.8393	784.6541
56	4	ENV_SLU	Combination	Max	-1885.772	0	44.999	0	529.8393	784.6541
56	5	ENV_SLU	Combination	Max	-1835.772	0	44.999	0	484.8803	935.8652
56	5	ENV_SLU	Combination	Max	-1835.772	0	63.03	0	484.8803	935.8652
56	6	ENV_SLU	Combination	Max	-1785.772	0	63.03	0	421.8933	1070.2965
56	6	ENV_SLU	Combination	Max	-1785.772	0	84.536	0	421.8933	1070.2965
56	7	ENV_SLU	Combination	Max	-1735.772	0	84.536	0	337.4042	1171.7956
56	7	ENV_SLU	Combination	Max	-1735.772	0	109.757	0	337.4042	1171.7956
56	8	ENV_SLU	Combination	Max	-1685.772	0	109.757	0	303.6462	1218.6704
56	8	ENV_SLU	Combination	Max	-1685.772	35.507	138.89	0	303.6462	1218.6704
56	9	ENV_SLU	Combination	Max	-1635.772	35.507	138.89	0	332.1334	1183.1636
56	9	ENV_SLU	Combination	Max	-1635.772	151.953	172.079	0	332.1334	1183.1636
56	10	ENV_SLU	Combination	Max	-1585.772	151.953	172.079	0	358.5209	1031.2102
56	0	ENV_SLU	Combination	Min	-3795.099	-141.814	-27.397	0	68.3748	0

56	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3727.599	-141.814	-27.397	0	95.7715	0
56	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3727.599	-149.134	-28.218	0	95.7715	0
56	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3660.099	-149.134	-28.218	0	121.0342	0
56	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3660.099	-154.907	-29.013	0	121.0342	0
56	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3592.599	-154.907	-29.013	0	146.0692	0
56	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3592.599	-156.682	-29.717	0	146.0692	0
56	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3525.099	-156.682	-29.717	0	171.4661	0
56	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3525.099	-151.211	-30.249	-3.553E-15	171.4661	0
56	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3457.599	-151.211	-30.249	-3.553E-15	195.0277	0
56	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3457.599	-134.431	-30.513	0	195.0277	0
56	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3390.099	-134.431	-30.513	0	211.5969	0
56	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3390.099	-101.499	-30.396	0	211.5969	0
56	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3322.599	-101.499	-30.396	0	226.2358	0
56	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3322.599	-46.875	-29.77	0	226.2358	0
56	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3255.099	-46.875	-29.77	0	227.4222	0
56	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3255.099	0	-28.487	0	227.4222	0
56	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3187.599	0	-28.487	0	88.5323	0
56	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3187.599	0	-26.388	0	88.5323	0
56	10	ENV_SLU	Combination	Min	-3120.099	0	-26.388	0	-83.5468	0
59	0	ENV_SLU	Combination	Max	-1783.772	0	-10.371	0	573.5274	182.4528
59	1	ENV_SLU	Combination	Max	-1733.772	0	-10.371	0	583.8989	324.3644
59	1	ENV_SLU	Combination	Max	-1733.772	0	-4.262	0	583.8989	324.3644
59	2	ENV_SLU	Combination	Max	-1683.772	0	-4.262	0	588.2269	473.5924
59	2	ENV_SLU	Combination	Max	-1683.772	0	3.972	0	588.2269	473.5924
59	3	ENV_SLU	Combination	Max	-1633.772	0	3.972	0	584.3435	628.5827
59	3	ENV_SLU	Combination	Max	-1633.772	0	14.65	0	584.3435	628.5827
59	4	ENV_SLU	Combination	Max	-1583.772	0	14.65	0	569.7902	785.3296
59	4	ENV_SLU	Combination	Max	-1583.772	0	28.088	0	569.7902	785.3296
59	5	ENV_SLU	Combination	Max	-1533.772	0	28.088	0	541.8071	936.5741
59	5	ENV_SLU	Combination	Max	-1533.772	0	44.6	0	541.8071	936.5741
59	6	ENV_SLU	Combination	Max	-1483.772	0	44.6	0	497.3216	1070.9923
59	6	ENV_SLU	Combination	Max	-1483.772	0	64.485	0	497.3216	1070.9923
59	7	ENV_SLU	Combination	Max	-1433.772	0	64.485	0	432.9614	1172.4128
59	7	ENV_SLU	Combination	Max	-1433.772	0	88.021	0	432.9614	1172.4128
59	8	ENV_SLU	Combination	Max	-1383.772	0	88.021	0	417.5186	1219.1205
59	8	ENV_SLU	Combination	Max	-1383.772	35.788	115.456	0	417.5186	1219.1205
59	9	ENV_SLU	Combination	Max	-1333.772	35.788	115.456	0	468.6556	1183.3322
59	9	ENV_SLU	Combination	Max	-1333.772	152.377	146.995	0	468.6556	1183.3322
59	10	ENV_SLU	Combination	Max	-1283.772	152.377	146.995	0	519.2667	1030.9548
59	0	ENV_SLU	Combination	Min	-3558.436	-141.912	-39.347	-3.553E-15	53.8487	0
59	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3490.936	-141.912	-39.347	-3.553E-15	93.1958	0
59	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3490.936	-149.228	-41.046	-5.329E-15	93.1958	0
59	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3423.436	-149.228	-41.046	-5.329E-15	129.2465	0
59	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3423.436	-154.99	-42.879	-5.329E-15	129.2465	0
59	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3355.936	-154.99	-42.879	-5.329E-15	165.3971	0
59	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3355.936	-156.747	-44.777	-8.882E-15	165.3971	0
59	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3288.436	-156.747	-44.777	-8.882E-15	202.8662	0
59	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3288.436	-151.245	-46.645	-7.105E-15	202.8662	0
59	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3220.936	-151.245	-46.645	-7.105E-15	238.4055	0
59	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3220.936	-134.418	-48.37	-7.105E-15	238.4055	0
59	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3153.436	-134.418	-48.37	-7.105E-15	268.9299	0

59	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3153.436	-101.42	-49.809	-7.105E-15	268.9299	0
59	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3085.936	-101.42	-49.809	-7.105E-15	298.7412	0
59	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3085.936	-46.708	-50.796	-8.882E-15	298.7412	0
59	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3018.436	-46.708	-50.796	-8.882E-15	327.1984	0
59	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3018.436	0	-51.137	-7.105E-15	327.1984	0
59	9	ENV_SLU	Combination	Min	-2950.936	0	-51.137	-7.105E-15	228.8887	0
59	9	ENV_SLU	Combination	Min	-2950.936	0	-50.611	-4.974E-14	228.8887	0
59	10	ENV_SLU	Combination	Min	-2883.436	0	-50.611	-4.974E-14	81.894	0
62	0	ENV_SLU	Combination	Max	-2628.259	0	27.176	3.553E-15	613.6929	182.4528
62	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2578.259	0	27.176	3.553E-15	590.9252	324.3644
62	1	ENV_SLU	Combination	Max	-2578.259	0	31.311	5.329E-15	590.9252	324.3644
62	2	ENV_SLU	Combination	Max	-2528.259	0	31.311	5.329E-15	559.6803	473.5924
62	2	ENV_SLU	Combination	Max	-2528.259	0	42.422	7.105E-15	559.6803	473.5924
62	3	ENV_SLU	Combination	Max	-2478.259	0	42.422	7.105E-15	517.3474	628.5827
62	3	ENV_SLU	Combination	Max	-2478.259	0	56.406	5.329E-15	517.3474	628.5827
62	4	ENV_SLU	Combination	Max	-2428.259	0	56.406	5.329E-15	461.0378	785.3296
62	4	ENV_SLU	Combination	Max	-2428.259	0	73.549	5.329E-15	461.0378	785.3296
62	5	ENV_SLU	Combination	Max	-2378.259	0	73.549	5.329E-15	387.5942	936.5741
62	5	ENV_SLU	Combination	Max	-2378.259	0	94.107	3.553E-15	387.5942	936.5741
62	6	ENV_SLU	Combination	Max	-2328.259	0	94.107	3.553E-15	293.6017	1070.9923
62	6	ENV_SLU	Combination	Max	-2328.259	0	118.302	5.329E-15	293.6017	1070.9923
62	7	ENV_SLU	Combination	Max	-2278.259	0	118.302	5.329E-15	175.4242	1172.4128
62	7	ENV_SLU	Combination	Max	-2278.259	0	146.308	7.105E-15	175.4242	1172.4128
62	8	ENV_SLU	Combination	Max	-2228.259	0	146.308	7.105E-15	29.2512	1219.1205
62	8	ENV_SLU	Combination	Max	-2228.259	35.788	178.239	3.553E-15	29.2512	1219.1205
62	9	ENV_SLU	Combination	Max	-2178.259	35.788	178.239	3.553E-15	-148.8426	1183.3322
62	9	ENV_SLU	Combination	Max	-2178.259	152.377	214.135	7.105E-15	-148.8426	1183.3322
62	10	ENV_SLU	Combination	Max	-2128.259	152.377	214.135	7.105E-15	-290.4719	1030.9548
62	0	ENV_SLU	Combination	Min	-3902.536	-141.912	20.693	0	127.4463	0
62	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3835.036	-141.912	20.693	0	106.0694	0
62	1	ENV_SLU	Combination	Min	-3835.036	-149.228	23.66	0	106.0694	0
62	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3767.536	-149.228	23.66	0	76.9367	0
62	2	ENV_SLU	Combination	Min	-3767.536	-154.99	27.381	0	76.9367	0
62	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3700.036	-154.99	27.381	0	42.6328	0
62	3	ENV_SLU	Combination	Min	-3700.036	-156.747	31.737	0	42.6328	0
62	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3632.536	-156.747	31.737	0	3.588	0
62	4	ENV_SLU	Combination	Min	-3632.536	-151.245	36.656	0	3.588	0
62	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3565.036	-151.245	36.656	0	-41.0233	0
62	5	ENV_SLU	Combination	Min	-3565.036	-134.418	42.346	0	-41.0233	0
62	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3497.536	-134.418	42.346	0	-92.0329	0
62	6	ENV_SLU	Combination	Min	-3497.536	-101.42	48.805	0	-92.0329	0
62	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3430.036	-101.42	48.805	0	-150.2558	0
62	7	ENV_SLU	Combination	Min	-3430.036	-46.708	56.008	0	-150.2558	0
62	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3362.536	-46.708	56.008	0	-216.4638	0
62	8	ENV_SLU	Combination	Min	-3362.536	0	63.905	0	-216.4638	0
62	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3295.036	0	63.905	0	-291.3553	0
62	9	ENV_SLU	Combination	Min	-3295.036	0	72.416	0	-291.3553	0
62	10	ENV_SLU	Combination	Min	-3227.536	0	72.416	0	-375.5205	0

Verifica a pressoflessione

Si riportano le informazioni principali inerenti la verifica. La sezione viene armata con 1+1 barre $\phi 26$ mm passo 20 cm.

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	80	1	74.33	10
			2	74.33	70

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

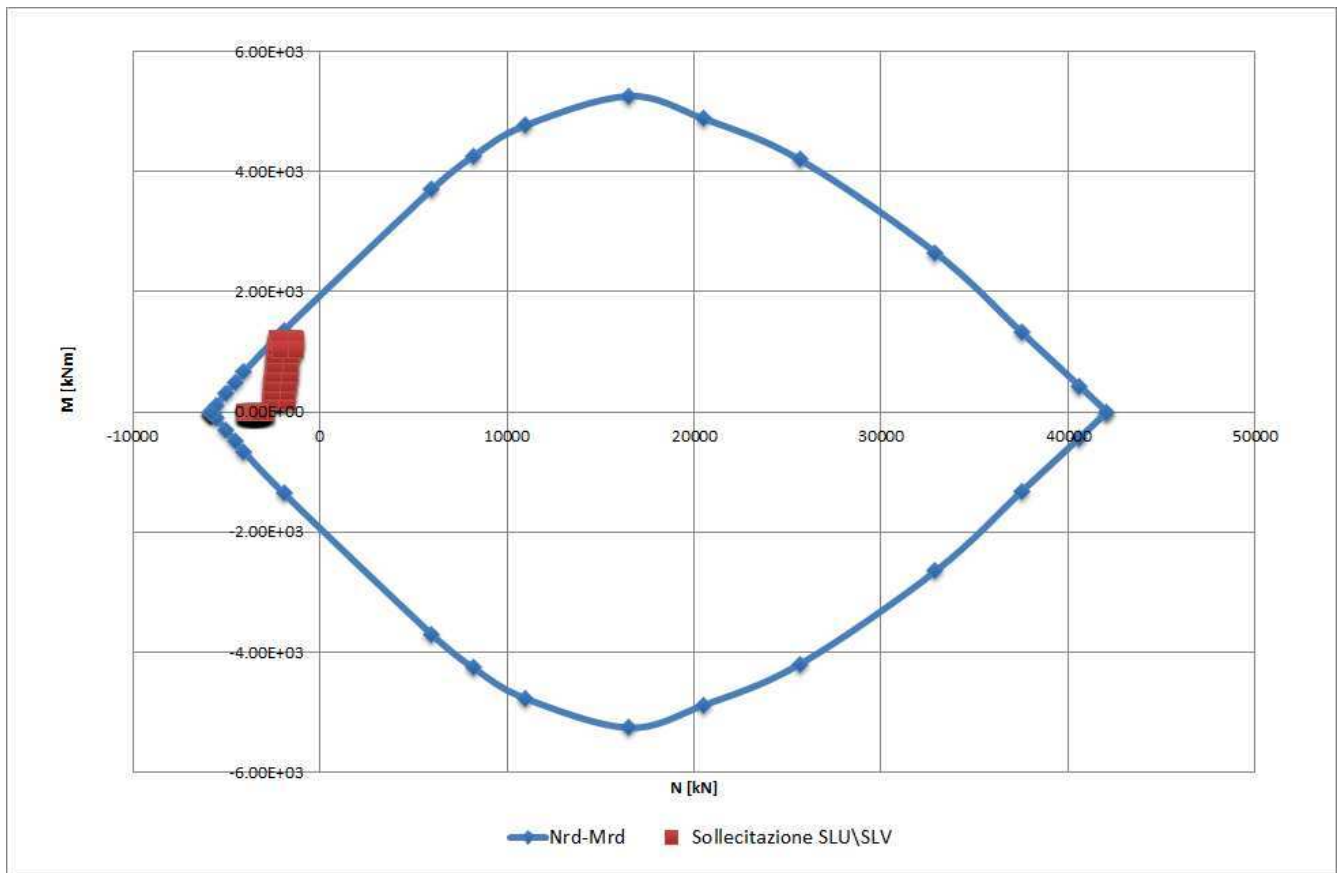
Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="18.13"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12.25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2.114"/>

M_{xRd} kN m

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



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

Verifica a taglio

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

- $V_{Ed} = 215 \text{ KN}$.

Si ipotizza di inserire un'armatura a taglio costituita da 3 staffe, opportunamente ancorati, diametro 14 mm passo 25 cm.

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	28	Mpa	
$d =$	720	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	7429.24	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	2500	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	1800000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		

$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5270	\leq	2
$\rho_1 =$	0.004127356	\leq	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.0000	$<$	3.1733
$V_{min} =$	0.3495		
$V_{Rd,c} =$	745.73	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	629.07	kN	valore minimo di resistenza

9.1.2. Verifica a fessurazione – SLE

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

9.1.2.1 PULVINO

Combinazione frequente

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

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

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

TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	300	200	1	63.33	8
			2	63.33	192

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="19.83"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="13.5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.257"/>

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

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

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

Combinazione quasi permanente

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

9.1.2.2 DIAFRAMMI

Combinazione frequente

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

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a structural verification.

Titolo: [Empty field]

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	250	80	1	74.33	10
			2	74.33	70

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	1400	670	kN
M_{xEd}	1325	13	kNm
M_{yEd}	0	0	

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

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

Materiali:

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200000 N/mm²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

Results: σ_c = -0.3424 N/mm² ϵ_s = -0.0203 ‰

Verifica: Precompresso **N° iterazioni:** 0

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

Combinazione quasi permanente

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

9.1.3. Verifica a capacità portante per carichi verticali

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

Da quanto è possibile dedurre dalla Figura sotto riportata, assumendo una lunghezza totale di diaframma pari a 30.0 m, si ha una capacità portante di calcolo pari a: $R_{cd} = 5500.0$ KN

La massima azione assiale registrata alla base dei diaframmi vale:

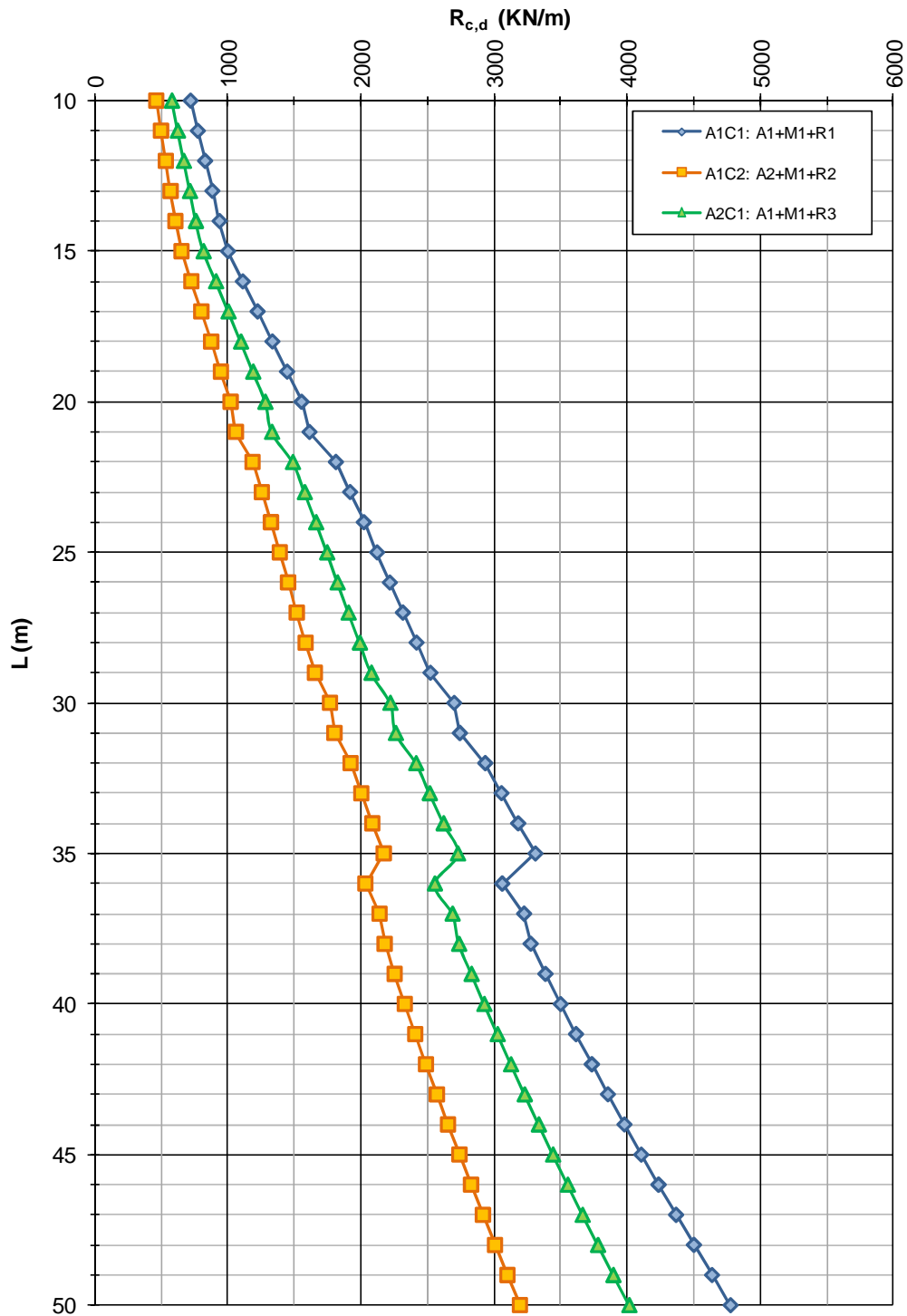
- $N_{Ed} = 5060$ KN.

Si ha pertanto:

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

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

DPO03 - Ponte sul canale di Brescello - ZO3-1RE
NTC del 14/01/2008
Capacità portante a compressione - Diaframmi s=800mm



10. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO

10.1. INTRODUZIONE

Ai paragrafi seguenti è riportato il tabulato di calcolo dell'impalcato, calcolo effettuato secondo quanto esposto al par. 5.2

Come già indicato al par. 5.2, viene sviluppato il calcolo per la trave di dimensioni maggiori (luce di calcolo $L=30$ m); dovendo mantenere l'altezza dell'impalcato costante per tutto lo sviluppo del ponte, le campate laterali da 17.5 m, una volta dimensionata la campata centrale, sono verificate di conseguenza.

10.2. SISTEMA DI VINCOLAMENTO

Come già descritto il sistema di vincolamento è pensato per garantire l'isolamento sismico del ponte in direzione longitudinale, mentre in direzione trasversale le forze vengono trasferite alle sottostrutture, mediante appoggi a elastomero confinato con slitta longitudinale.

Più in dettaglio, per ogni appoggio, saranno disposti:

- 2 appoggi tipo Vasoflon con guida longitudinale
- 2 isolatori elastomerici a disco confinato

Ai paragrafi seguenti è riportato il tabulato di calcolo dell'impalcato, dal quale possono essere ottenuti gli scarichi sul sistema di vincolamento.

Riassumendo quanto di seguito riportato, si ottiene:

CAMPATE LATERALI (per ogni asse di appoggio - valore caratteristico dei carichi):

CASO DI CARICO	N [KN]	M[KNm]	Vy [KN]
PERMANENTI 1° TRAVE	-492.55	-	-
PERMANENTI 2° TRAVE	-424.55	-	-
PERMANENTI 3° TRAVE	-424.55	-	-
PERMANENTI 4° TRAVE	-492.55	-	-
VEICOLI 1° TRAVE	-645.04	-	-
VEICOLI 2° TRAVE	-459.59	-	-
VEICOLI 3° TRAVE	-305.55	-	-
VEICOLI 4° TRAVE	-219.13	-	-
VENTO	-	-	31.95
SISMA	-	-	321

CAMPATE CENTRALI (per ogni asse di appoggio - valore caratteristico dei carichi):

CASO DI CARICO	N [KN]	M[KNm]	Vy [KN]
PERMANENTI 1° TRAVE	-806.83	-	-
PERMANENTI 2° TRAVE	-708.93	-	-
PERMANENTI 3° TRAVE	-708.93	-	-
PERMANENTI 4° TRAVE	-806.83	-	-
VEICOLI 1° TRAVE	-650.71	-	-
VEICOLI 2° TRAVE	-533.31	-	-
VEICOLI 3° TRAVE	-426.59	-	-
VEICOLI 4° TRAVE	-359.87	-	-
VENTO	-	-	53.3
SISMA	-	-	548

Dai valori sopra riportati può essere scelto il dispositivo di appoggio tipo Vasoflon con guida longitudinale.

Per gli isolatori elastomerici invece, essendo l'impalcato progettato come catena cinematica, deve essere fatta un'analisi che metta in conto l'intera massa di impalcato e di conseguenza definire il periodo del sistema isolato. Ipotizzando di adottare isolatori elastomerici tipo SI-N 500\54, si ottiene l'azione che ogni dispositivo deve sopportare:

Peso impalcato	W	110'659.68 kN
altezza pila	L =	8.75 m
modulo di deformazione	E =	35'013'000.00 kN/m ²
momento d'inerzia in direzione x	J _{xx} =	15.86667 m ⁴
Rigidezza traslazionale impalcato	K _{p1}	2'487'780.83 kN/m
Rigidezza traslazionale impalcato	K _{imp}	2'487'780.83 kN/m
Rigidezza traslazionale dispositivo singolo	K _{is}	2'910.00 kN/m
Numero dispositivi	n	20
Rigidezza traslazionale sistema isolato (K _{imp} e K _{is} in serie)	K _{eq}	56'869.574 kN/m
Periodo sistema rigido	T _{rigido}	0.423 sec
Periodo sistema isolato	T _{is}	2.798 sec
Ordinata spettro elastico per T _{is} e smorzamento equivalente	Se (T _{is} , ζ _{is})	0.053 g
Forza complessiva orizzontale applicata al sistema di isolamento	F	5'864.963 kN
Rigidezza minima	K _{eq, min}	51'299.886 kN/m
Spostamento centro di rigidezza	de	0.114 m
Forza per dispositivo		293.248 kN

10.3. ALLEGATO A : IMPALCATO

Per quanto riguarda la numerazione delle pagine, prosegue quella del documento.

Per quanto riguarda la numerazione dei paragrafi invece, essa è indipendente da quella del documento.

1. UNITA' DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : m
forza : KN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso.

Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

2. SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

L'asse delle z , ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

3. MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

3.1. Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetatura, si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ckj} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ckj} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

4. SOVRACCARICHI ADOTTATI E NORME DI CALCOLO

Nella stesura del calcolo sono rispettate le seguenti norme:

Normative sui ponti stradali:

- DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Per la stesura della presente relazione si sono inoltre seguite le indicazioni contenute nei documenti :

- CNR 10024/84 - Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- NTC 2008 - 10.2 Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

5. METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes et dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \times B = n \times i$$

$n = n \cdot \text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/1)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

6. DATI IMPALCATO

Tipo di impalcato: travi in c.a.p. più soletta collaborante

6.1. Dati geometrici

Luce di calcolo	30.00
Larghezza cordolo sinistro	0.70
Larghezza carreggiata	10.50
Larghezza cordolo destro	0.70
Larghezza fuori tutto impalcato	11.90
Numero travi	4
Tipo trave	VH160
Interasse travi	2.52
Larghezza travi	2.50
Lunghezza retrotrave	0.60
Lunghezza ringrosso	0.00
Lunghezza svasatura	0.00
Eccentricità travi-soletta	0.00
Spessore medio soletta	0.25
Spessore minimo soletta	0.25
Luce di calcolo soletta	0.00
Larghezza marciapiede sinistro	0.70
Dist. marciapiede sinistro	0.00
Larghezza marciapiede destro	0.70
Dist. marciapiede destro	0.00
Spessore medio cordoli	0.16

6.2. Traversi in testata

Altezza sezione traversi 1.40

Spessore sezione trasversi		0.25
n.	x	
1	0.00	
2	30.00	

6.3. Trave prefabricata VH160

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	x	y
1	-0.482	0.000
2	-0.683	1.340
3	-0.930	1.470
4	-1.250	1.550
5	-1.250	1.600
6	-0.580	1.600
7	-0.382	0.281
8	-0.313	0.216
9	0.000	0.190
10	0.313	0.216
11	0.382	0.281
12	0.580	1.600
13	1.250	1.600
14	1.250	1.550
15	0.930	1.470
16	0.683	1.340
17	0.482	0.000
18	-0.482	0.000
19	0.000	0.525

Altezza della sezione	1.60
Spessore complessivo anime	0.28
Area sezione di calcestruzzo	0.75
Ordinata y baricentro	0.80
Ascissa x baricentro	0.00
J baricentro	0.24
Peso specifico	24.5250
Coefficiente torsionale	0.18

6.3.2. Sezione in testata

Vertice n.	x	y
1	-0.482	0.000
2	-0.683	1.340
3	-0.930	1.470
4	-1.250	1.550
5	-1.250	1.600
6	-0.438	1.600
7	-0.242	0.270
8	-0.170	0.204
9	0.000	0.190
10	0.170	0.204
11	0.242	0.270
12	0.438	1.600
13	1.250	1.600
14	1.250	1.550
15	0.930	1.470

16	0.683	1.340
17	0.482	0.000
18	-0.482	0.000
19	0.000	0.525

Altezza della sezione	1.60
Spessore complessivo anime	0.56
Area sezione di calcestruzzo	1.14
Ordinata y baricentro	0.84
Ascissa x baricentro	0.00
J baricentro	0.31
Coefficiente torsionale	0.18

6.2. Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0.00000
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	0.91
E trave/soletta (calcolo frecce)	3.502945E7
Peso specifico calcestruzzo	24.5250

7. RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

7.1. Parametri di Massonnet

Trave verificata: 1 eccentric..	-3.78
Luce di calcolo travi principali	L 30.00
Interasse traversi	L1 1.00
Semilarghezza teorica impalcato	B 5.04
Interasse travi	B1 2.52

Trave:

Ap = 1.42	(area sezione cls trave+soletta)
Dp = 1.24	(quota baricentro)
Jp = 0.55	(momento d'inerzia flessionale)
Cp = 0.18	(coefficiente di torsione)

Traverso:

Ae = 0.25	(area sezione traverso/soletta)
De = 0.13	(quota baricentro da base sezione)
Je = 0.00	(momento d'inerzia flessionale)
Ce = 0.00	(coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1.00

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 0.91

Teta = 0.619 Radice alfa = 1.000

7.2. Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1^a trave che ha una eccentricita' $Y = 3.78$ [m] e che risulta essere la piu' sollecitata:

Y=	5.04	3.78	2.52	1.26	0.00	-1.26	-2.52	-
3.78	-5.04							
K_0	-0.738	-0.461	-0.164	0.195	0.668	1.294	2.073	
2.932	3.754							
K_1	0.316	0.396	0.504	0.659	0.874	1.153	1.478	
1.787	2.002							
K_α	0.316	0.396	0.504	0.659	0.874	1.153	1.478	
1.787	2.002							

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0.00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	5.04	3.78	2.52	1.26	0.00	-1.26	-2.52	-
3.78	-5.04							
μ_α	-0.049	-0.036	-0.015	0.027	0.116	0.027	-0.015	-
0.036	-0.049							

8. ANALISI DEI CARICHI

8.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

8.1.1. Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	31.20 [m]
Peso trave (sezione filante)	18.34 [KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	572.35 [KN]
Peso soletta gravante sulla trave	21.03 [KN/m]
Peso traverso in testata	12.62 [KN]

8.1.2. Fase 2

8.1.2.1. Pavimentazione

Peso pavimentazione ($3.75 \text{ [KN/m}^2\text{]})$ gravante sulla trave: 9.91 [KN/m]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_α di Massonet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

8.1.2.2. Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

[KN]		peso lineare [KN/m]	Ecc. Y	peso totale
82.40	cordolo sinistro	2.75	5.60	
82.40	cordolo destro	2.75	-5.60	

Peso totale cordoli = 164.81

8.2. Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m. La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome carico asse Q	p	α_Q	α_{Q_1}
1	Corsia 1	300.00	9.00	1.00
2	Corsia 2	200.00	2.50	1.00
3	Corsia 3	100.00	2.50	1.00

Carico folla sui marciapiedi= 5.00 [KN/m²]

9. COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

9.1. Stati Limite Ultimi

	sup.	inf.
Coeff. sicurezza carichi permanenti	1.35	1.00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1.35	0.00
Coeff. sicurezza carichi vento	1.50	0.00

9.2. Stati Limite di Esercizio

Carico	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
LM1/UDL	0.40	0.40	0.00
LM1/TS	0.75	0.75	0.00
forze orizzontali	0.00	0.00	0.00
carico pedonale	0.00	0.00	0.00
LM4 folla	0.00	0.75	0.00
LM3	0.00	0.00	0.00
asse singolo LM2	0.00	0.00	0.00

vento	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

10. APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

10.1. Cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	2.75	5.60	0.282	-0.055
cordolo destro	2.75	-5.60	2.090	-0.055

10.2. Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

Descrizione	Q· α [KN]	q· α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300.00	27.00	-3.75	3.00	
1.781					
Corsia 2	200.00	7.50	-0.75	3.00	
1.033					
Corsia 3	100.00	7.50	2.25	3.00	
0.533					
Zona Rimanente	0.00	3.75	4.50	1.50	
0.349					

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Folla marc. sx	3.50	5.60	0.70	0.282
Folla marc. dx	3.50	-5.60	0.70	2.090

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

10.3. Carichi mobili per calcolo M max trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	Q· α [KN]	q· α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza
μ				
Corsia 1	300.00	27.00	0.00	3.00
0.116				

10.4. Carichi mobili per calcolo M min trasv. soletta (effetto globale)

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

Descrizione	Q·α[KN]	q·α[KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
0.036 Corsia 1	300.00	27.00	-3.75	3.00	-
0.036 Corsia 2	200.00	7.50	3.75	3.00	-

Descrizione	q [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Folla SX	3.50	5.60	0.70	-0.055
Folla DX	3.50	-5.60	0.70	-0.055

11. SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 1

11.1. Valori caratteristici sollecitazioni

11.1.1. Al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave M	V	peso soletta e traversi M
V 0.00	appoggio	0.00	275.17	0.00
315.45				
294.42		265.20	256.83	304.02
273.39		512.98	238.48	588.07
252.36		742.65	220.14	851.37
231.33		953.07	201.79	1092.59
210.30		1146.06	183.45	1313.84
189.27		1320.27	165.10	1513.54
168.24		1475.90	146.76	1691.96
147.21		1614.12	128.41	1850.41
126.18		1732.85	110.07	1986.53
105.15		1833.70	91.72	2102.14
84.12		1916.91	73.38	2197.53
63.09		1980.40	55.03	2270.31
42.06		2026.47	36.69	2323.13
21.03		2054.21	18.34	2354.93
0.00	mezzeria	2063.78	0.00	2365.90
-21.03		2054.21	-18.34	2354.93



17.00		2026.47	-36.69	2323.13	
-42.06					
18.00		1980.40	-55.03	2270.31	
-63.09					
19.00		1916.91	-73.38	2197.53	
-84.12					
20.00		1833.70	-91.72	2102.14	-
105.15					
21.00		1732.85	-110.07	1986.53	-
126.18					
22.00		1614.12	-128.41	1850.41	-
147.21					
23.00		1475.90	-146.76	1691.96	-
168.24					
24.00		1320.27	-165.10	1513.54	-
189.27					
25.00		1146.06	-183.45	1313.84	-
210.30					
26.00		953.07	-201.79	1092.59	-
231.33					
27.00		742.65	-220.14	851.37	-
252.36					
28.00		512.98	-238.48	588.07	-
273.39					
29.00		265.20	-256.83	304.02	-
294.42					
30.00	appoggio	0.00	-275.17	0.00	-
315.45					

11.1.2. Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	24.43	-58.68
1.00		23.55	22.80	-58.14
2.00		45.55	21.17	-56.68
3.00		65.94	19.55	-54.32
4.00		84.62	17.92	-51.13
5.00		101.76	16.29	-47.30
6.00		117.22	14.66	-42.93
7.00		131.04	13.03	-38.21
8.00		143.31	11.40	-33.28
9.00		153.85	9.77	-28.26
10.00		162.81	8.14	-23.27
11.00		170.20	6.52	-18.37
12.00		175.83	4.89	-13.61
13.00		179.92	3.26	-8.98
14.00		182.39	1.63	-4.46
15.00	mezzeria	183.24	0.00	0.00
16.00		182.39	-1.63	4.46
17.00		179.92	-3.26	8.98
18.00		175.83	-4.89	13.61
19.00		170.20	-6.52	18.37
20.00		162.81	-8.14	23.27
21.00		153.85	-9.77	28.26
22.00		143.31	-11.40	33.28
23.00		131.04	-13.03	38.21
24.00		117.22	-14.66	42.93
25.00		101.76	-16.29	47.30
26.00		84.62	-17.92	51.13
27.00		65.94	-19.55	54.32
28.00		45.55	-21.17	56.68

29.00		23.55	-22.80	58.14
30.00	appoggio	0.00	-24.43	58.68

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	148.61	-13.70
1.00		143.22	138.70	-13.57
2.00		277.04	128.79	-13.21
3.00		401.08	118.89	-12.64
4.00		514.72	108.98	-11.87
5.00		618.95	99.07	-10.95
6.00		713.03	89.17	-9.91
7.00		797.08	79.26	-8.78
8.00		871.73	69.35	-7.61
9.00		935.85	59.44	-6.44
10.00		990.32	49.54	-5.28
11.00		1035.25	39.63	-4.15
12.00		1069.54	29.72	-3.06
13.00		1094.42	19.81	-2.01
14.00		1109.40	9.91	-1.00
15.00	mezzeria	1114.57	0.00	0.00
16.00		1109.40	-9.91	1.00
17.00		1094.42	-19.81	2.01
18.00		1069.54	-29.72	3.06
19.00		1035.25	-39.63	4.15
20.00		990.32	-49.54	5.28
21.00		935.85	-59.44	6.44
22.00		871.73	-69.35	7.61
23.00		797.08	-79.26	8.78
24.00		713.03	-89.17	9.91
25.00		618.95	-99.07	10.95
26.00		514.72	-108.98	11.87
27.00		401.08	-118.89	12.64
28.00		277.04	-128.79	13.21
29.00		143.22	-138.70	13.57
30.00	appoggio	0.00	-148.61	13.70

11.1.3. Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	389.10	-14.16
1.00		374.71	375.86	-36.77
2.00		724.28	362.63	-56.39
3.00		1047.73	349.39	-71.41
4.00		1343.40	336.16	-80.62
5.00		1613.93	322.92	-84.73
6.00		1857.34	309.69	-84.16
7.00		2073.96	296.45	-80.24
8.00		2265.45	283.22	-74.23
9.00		2428.83	269.99	-66.77
10.00		2566.40	256.75	-58.41
11.00		2678.52	243.52	-49.21
12.00		2762.19	230.28	-38.96
13.00		2820.72	217.05	-27.76
14.00		2852.80	203.81	-15.75
15.00	mezzeria	2858.67	-190.58	-3.35
16.00		2852.80	-203.81	15.75
17.00		2820.72	-217.05	27.76
18.00		2762.19	-230.28	38.96
19.00		2678.52	-243.52	49.21



20.00		2566.40	-256.75	58.41
21.00		2428.83	-269.99	66.77
22.00		2265.45	-283.22	74.23
23.00		2073.96	-296.45	80.24
24.00		1857.34	-309.69	84.16
25.00		1613.93	-322.92	84.73
26.00		1343.40	-336.16	80.62
27.00		1047.73	-349.39	71.41
28.00		724.28	-362.63	56.39
29.00		374.71	-375.86	36.77
30.00	appoggio	0.00	-389.10	14.16

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	229.23	-162.21
1.00		220.93	214.23	-160.29
2.00		427.34	199.71	-155.20
3.00		618.67	185.69	-147.27
4.00		793.96	172.20	-137.11
5.00		954.74	159.20	-125.67
6.00		1099.86	146.73	-113.54
7.00		1229.52	134.76	-101.32
8.00		1344.66	123.28	-89.32
9.00		1443.57	112.34	-77.73
10.00		1527.59	101.90	-66.58
11.00		1596.90	91.95	-55.87
12.00		1649.80	82.55	-45.70
13.00		1688.18	73.63	-36.09
14.00		1711.28	65.22	-27.16
15.00	mezzeria	1719.25	50.46	-18.94
16.00		1711.28	-65.22	27.16
17.00		1688.18	-73.63	36.09
18.00		1649.80	-82.55	45.70
19.00		1596.90	-91.95	55.87
20.00		1527.59	-101.90	66.58
21.00		1443.57	-112.34	77.73
22.00		1344.66	-123.28	89.32
23.00		1229.52	-134.76	101.32
24.00		1099.86	-146.73	113.54
25.00		954.74	-159.20	125.67
26.00		793.96	-172.20	137.11
27.00		618.67	-185.69	147.27
28.00		427.34	-199.71	155.20
29.00		220.93	-214.23	160.29
30.00	appoggio	0.00	-229.23	162.21

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	31.13	-74.77
1.00		30.00	29.06	-74.08
2.00		58.03	26.98	-72.22
3.00		84.02	24.90	-69.22
4.00		107.82	22.83	-65.15
5.00		129.66	20.75	-60.27
6.00		149.37	18.68	-54.71
7.00		166.97	16.60	-48.69
8.00		182.61	14.53	-42.40
9.00		196.04	12.45	-36.01
10.00		207.45	10.38	-29.65
11.00		216.87	8.30	-23.41
12.00		224.05	6.23	-17.35
13.00		229.26	4.15	-11.45
14.00		232.40	2.08	-5.68

15.00	mezzeria	233.48	0.00	0.00
16.00		232.40	-2.08	5.68
17.00		229.26	-4.15	11.45
18.00		224.05	-6.23	17.35
19.00		216.87	-8.30	23.41
20.00		207.45	-10.38	29.65
21.00		196.04	-12.45	36.01
22.00		182.61	-14.53	42.40
23.00		166.97	-16.60	48.69
24.00		149.37	-18.68	54.71
25.00		129.66	-20.75	60.27
26.00		107.82	-22.83	65.15
27.00		84.02	-24.90	69.22
28.00		58.03	-26.98	72.22
29.00		30.00	-29.06	74.08
30.00	appoggio	0.00	-31.13	74.77

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0.00	appoggio	0.00	633.90	-213.76
1.00		610.64	604.62	-234.10
2.00		1180.65	575.82	-247.70
3.00		1708.41	547.53	-253.29
4.00		2191.27	519.78	-250.31
5.00		2633.50	492.50	-240.53
6.00		3031.89	465.75	-225.06
7.00		3386.97	439.52	-205.91
8.00		3701.42	413.77	-184.75
9.00		3970.42	388.56	-162.51
10.00		4197.72	363.84	-139.82
11.00		4383.86	339.62	-116.79
12.00		4524.01	315.94	-93.34
13.00		4623.53	292.75	-69.58
14.00		4680.28	270.07	-45.75
15.00	mezzeria	4694.66	-140.12	-22.28
16.00		4680.28	-270.07	45.75
17.00		4623.53	-292.75	69.58
18.00		4524.01	-315.94	93.34
19.00		4383.86	-339.62	116.79
20.00		4197.72	-363.84	139.82
21.00		3970.42	-388.56	162.51
22.00		3701.42	-413.77	184.75
23.00		3386.97	-439.52	205.91
24.00		3031.89	-465.75	225.06
25.00		2633.50	-492.50	240.53
26.00		2191.27	-519.78	250.31
27.00		1708.41	-547.53	253.29
28.00		1180.65	-575.82	247.70
29.00		610.64	-604.62	234.10
30.00	appoggio	0.00	-633.90	213.76

11.2. Valori di combinazione

11.2.1. Combinazioni SLU

11.2.1.1. Al taglio dei trefoli

$$E_d = E \{ \gamma_{G1, sup} \cdot G_{1, k, 1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	371.48
1.00		358.02	346.71
2.00		692.52	321.95
3.00		1002.58	297.18
4.00		1286.64	272.42
5.00		1547.19	247.65
6.00		1782.36	222.89
7.00		1992.47	198.12
8.00		2179.06	173.36
9.00		2339.35	148.59
10.00		2475.50	123.83
11.00		2587.83	99.06
12.00		2673.54	74.30
13.00		2735.74	49.53
14.00		2773.18	24.77
15.00	mezzeria	2786.10	0.00
16.00		2773.18	-24.77
17.00		2735.74	-49.53
18.00		2673.54	-74.30
19.00		2587.83	-99.06
20.00		2475.50	-123.83
21.00		2339.35	-148.59
22.00		2179.06	-173.36
23.00		1992.47	-198.12
24.00		1782.36	-222.89
25.00		1547.19	-247.65
26.00		1286.64	-272.42
27.00		1002.58	-297.18
28.00		692.52	-321.95
29.00		358.02	-346.71
30.00	appoggio	0.00	-371.48

11.2.1.2. Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	797.34
1.00		768.45	744.18
2.00		1486.42	691.03
3.00		2151.92	637.87
4.00		2761.64	584.72
5.00		3320.87	531.56
6.00		3825.64	478.40
7.00		4276.62	425.25
8.00		4677.11	372.09
9.00		5021.16	318.94
10.00		5313.39	265.78
11.00		5554.49	212.62
12.00		5738.46	159.47
13.00		5871.96	106.31
14.00		5952.33	53.16
15.00	mezzeria	5980.06	0.00
16.00		5952.33	-53.16
17.00		5871.96	-106.31

18.00		5738.46	-159.47
19.00		5554.49	-212.62
20.00		5313.39	-265.78
21.00		5021.16	-318.94
22.00		4677.11	-372.09
23.00		4276.62	-425.25
24.00		3825.64	-478.40
25.00		3320.87	-531.56
26.00		2761.64	-584.72
27.00		2151.92	-637.87
28.00		1486.42	-691.03
29.00		768.45	-744.18
30.00	appoggio	0.00	-797.34

11.2.1.3. Seconda fase P/T

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \right\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	1896.39	-358.05
1.00		1827.29	1787.49	-384.87
2.00		3533.84	1679.24	-401.49
3.00		5114.89	1571.67	-406.20
4.00		6562.50	1464.83	-398.36
5.00		7889.38	1358.63	-380.59
6.00		9085.99	1253.14	-354.49
7.00		10153.93	1148.35	-323.01
8.00		11101.13	1044.21	-288.58
9.00		11913.30	940.80	-252.61
10.00		12601.57	838.06	-216.08
11.00		13167.51	735.99	-179.20
12.00		13596.83	634.65	-141.95
13.00		13905.41	533.96	-104.44
14.00		14086.91	433.96	-66.98
15.00	mezzeria	14142.52	-189.16	-30.08
16.00		14086.91	-433.96	66.98
17.00		13905.41	-533.96	104.44
18.00		13596.83	-634.65	141.95
19.00		13167.51	-735.99	179.20
20.00		12601.57	-838.06	216.08
21.00		11913.30	-940.80	252.61
22.00		11101.13	-1044.21	288.58
23.00		10153.93	-1148.35	323.01
24.00		9085.99	-1253.14	354.49
25.00		7889.38	-1358.63	380.59
26.00		6562.50	-1464.83	398.36
27.00		5114.89	-1571.67	406.20
28.00		3533.84	-1679.24	401.49
29.00		1827.29	-1787.49	384.87
30.00	appoggio	0.00	-1896.39	358.05

11.2.2. Combinazioni SLE

11.2.2.1. Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G_{1,k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	275.17
1.00		265.20	256.83
2.00		512.98	238.48
3.00		742.65	220.14
4.00		953.07	201.79
5.00		1146.06	183.45
6.00		1320.27	165.10
7.00		1475.90	146.76
8.00		1614.12	128.41
9.00		1732.85	110.07
10.00		1833.70	91.72
11.00		1916.91	73.38
12.00		1980.40	55.03
13.00		2026.47	36.69
14.00		2054.21	18.34
15.00	mezzeria	2063.78	0.00
16.00		2054.21	-18.34
17.00		2026.47	-36.69
18.00		1980.40	-55.03
19.00		1916.91	-73.38
20.00		1833.70	-91.72
21.00		1732.85	-110.07
22.00		1614.12	-128.41
23.00		1475.90	-146.76
24.00		1320.27	-165.10
25.00		1146.06	-183.45
26.00		953.07	-201.79
27.00		742.65	-220.14
28.00		512.98	-238.48
29.00		265.20	-256.83
30.00	appoggio	0.00	-275.17

11.2.2.2. Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0.00	appoggio	0.00	590.62
1.00		569.22	551.25
2.00		1101.05	511.87
3.00		1594.02	472.50
4.00		2045.66	433.12
5.00		2459.90	393.75
6.00		2833.81	354.37
7.00		3167.86	315.00
8.00		3464.53	275.62
9.00		3719.37	236.25
10.00		3935.85	196.87
11.00		4114.44	157.50
12.00		4250.71	118.12
13.00		4349.60	78.75
14.00		4409.13	39.37
15.00	mezzeria	4429.67	0.00
16.00		4409.13	-39.37
17.00		4349.60	-78.75
18.00		4250.71	-118.12
19.00		4114.44	-157.50

20.00		3935.85	-196.87
21.00		3719.37	-236.25
22.00		3464.53	-275.62
23.00		3167.86	-315.00
24.00		2833.81	-354.37
25.00		2459.90	-393.75
26.00		2045.66	-433.12
27.00		1594.02	-472.50
28.00		1101.05	-511.87
29.00		569.22	-551.25
30.00	appoggio	0.00	-590.62

11.2.2.3. Seconda fase - S.L.E. Rara 2^a fase

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1,k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a \text{ fase}} + Q_{k,\text{gruppo } 1} \right\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	797.60	-72.38
1.00		768.41	757.41	-71.71
2.00		1485.82	717.70	-69.89
3.00		2150.23	678.49	-66.96
4.00		2758.26	639.82	-63.00
5.00		3315.31	601.64	-58.25
6.00		3817.33	563.97	-52.84
7.00		4265.00	526.83	-46.99
8.00		4661.67	490.16	-40.89
9.00		5001.31	454.04	-34.70
10.00		5288.61	418.41	-28.55
11.00		5524.24	383.27	-22.52
12.00		5702.17	348.68	-16.67
13.00		5829.10	314.58	-11.00
14.00		5902.35	280.98	-5.46
15.00	mezzeria	5922.43	-140.12	0.00
16.00		5902.35	-280.98	49.51
17.00		5829.10	-314.58	77.14
18.00		5702.17	-348.68	104.81
19.00		5524.24	-383.27	132.28
20.00		5288.61	-418.41	159.47
21.00		5001.31	-454.04	186.40
22.00		4661.67	-490.16	212.92
23.00		4265.00	-526.83	238.29
24.00		3817.33	-563.97	261.48
25.00		3315.31	-601.64	280.70
26.00		2758.26	-639.82	293.76
27.00		2150.23	-678.49	299.49
28.00		1485.82	-717.70	295.93
29.00		768.41	-757.41	283.58
30.00	appoggio	0.00	-797.60	263.70

11.2.2.4. Seconda fase - S.L.E. Frequente 2^a fase

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1,k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a \text{ fase}} + \Psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \right\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	562.78	-72.38
1.00		542.17	534.90	-71.71
2.00		1048.34	507.22	-69.89
3.00		1517.09	479.73	-66.96
4.00		1946.04	452.46	-63.00
5.00		2338.98	425.39	-58.25

6.00		2693.08	398.52	-52.84
7.00		3008.80	371.85	-46.99
8.00		3288.51	345.39	-40.89
9.00		3527.96	319.13	-34.70
10.00		3730.46	293.08	-28.55
11.00		3896.47	267.22	-22.52
12.00		4021.75	241.58	-16.67
13.00		4111.01	216.14	-11.00
14.00		4162.38	190.90	-5.46
15.00	mezzeria	4176.21	-122.75	0.00
16.00		4162.38	-190.90	29.27
17.00		4111.01	-216.14	48.54
18.00		4021.75	-241.58	67.64
19.00		3896.47	-267.22	86.46
20.00		3730.46	-293.08	104.92
21.00		3527.96	-319.13	123.07
22.00		3288.51	-345.39	140.77
23.00		3008.80	-371.85	157.44
24.00		2693.08	-398.52	172.32
25.00		2338.98	-425.39	184.12
26.00		1946.04	-452.46	191.34
27.00		1517.09	-479.73	193.27
28.00		1048.34	-507.22	188.71
29.00		542.17	-534.90	178.21
30.00	appoggio	0.00	-562.78	162.84

11.2.2.5. Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2^a fase

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,2}^{a \text{ fase}} + \sum G_{2k,2}^{a \text{ fase}} + \Psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \right\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0.00	appoggio	0.00	179.27	-72.38
1.00		172.77	167.32	-71.71
2.00		334.19	155.36	-69.89
3.00		483.82	143.41	-66.96
4.00		620.90	131.46	-63.00
5.00		746.64	119.51	-58.25
6.00		860.12	107.56	-52.84
7.00		961.52	95.61	-46.99
8.00		1051.56	83.66	-40.89
9.00		1128.91	71.71	-34.70
10.00		1194.62	59.76	-28.55
11.00		1248.82	47.80	-22.52
12.00		1290.19	35.85	-16.67
13.00		1320.20	23.90	-11.00
14.00		1338.27	11.95	-5.46
15.00	mezzeria	1344.50	0.00	0.00
16.00		1338.27	-11.95	6.60
17.00		1320.20	-23.90	13.28
18.00		1290.19	-35.85	20.14
19.00		1248.82	-47.80	27.20
20.00		1194.62	-59.76	34.48
21.00		1128.91	-71.71	41.90
22.00		1051.56	-83.66	49.37
23.00		961.52	-95.61	56.73
24.00		860.12	-107.56	63.78
25.00		746.64	-119.51	70.30
26.00		620.90	-131.46	76.03
27.00		483.82	-143.41	80.81
28.00		334.19	-155.36	84.34
29.00		172.77	-167.32	86.52
30.00	appoggio	0.00	-179.27	87.33

12. SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sulla soletta per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

12.1. Valori caratteristici M

12.1.1. Effetto globale

12.1.1.1. Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli	Perm Portati
-5.04	asse travi	-1.99	0.00
-5.00		-2.00	-0.01
-4.00		-2.19	-0.29
-3.00		-2.15	-0.42
-2.00		-2.05	-0.47
-1.00		-1.96	-0.48
0.00		-1.93	-0.48
1.00		-1.96	-0.48
2.00		-2.05	-0.47
3.00		-2.15	-0.42
4.00	-2.19	-0.29	
5.00	-2.00	-0.01	
5.04	estremità sx	-1.99	0.00

12.1.1.2. Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax	Mmin
-5.04	asse travi	0.00	0.00
-5.00		0.47	-0.23
-4.00		8.49	-4.59
-3.00		4.95	-6.73
-2.00		7.12	-6.84
-1.00		7.97	-10.16
0.00		8.21	-11.19
1.00		7.97	-10.16
2.00		7.12	-6.84
3.00		4.95	-6.73
4.00	8.49	-4.59	
5.00	0.47	-0.23	
5.04	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax	Mmin
-5.04	asse travi	0.00	-0.86
-5.00		0.30	-0.86
-4.00		5.34	-3.56
-3.00		17.88	-5.84
-2.00		19.37	-6.62
-1.00		19.97	-7.81
0.00		20.14	-7.94
1.00		19.97	-7.81
2.00		19.37	-6.62
3.00		17.88	-5.84
4.00	5.34	-3.56	
5.00	0.30	-0.86	
5.04	estremità sx	0.00	-0.86

1.00		19.97	-7.71
2.00		19.37	-6.81
3.00		17.88	-5.46
4.00		5.34	-3.22
5.00		0.30	0.00
5.04	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	Folla Marciapiedi	
		Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	0.00	-2.62
-5.00		0.00	-2.62
-4.00		0.00	-2.79
-3.00		0.00	-2.72
-2.00		0.00	-2.59
-1.00		0.00	-2.48
0.00	asse travi	0.00	-2.46
1.00		0.00	-2.50
2.00		0.00	-2.61
3.00		0.00	-2.74
4.00		0.00	-2.79
5.00		0.00	-2.53
5.04	estremità sx	0.00	-2.53

12.1.2. Effetto locale

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 0.35x0.60 [m]) poste ad un interasse di 2.00 [m]: il carico totale asse è pari a 400.00 [KN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

Luce Soletta	0.00
Carico per ruota - schema 2	200.00
Interasse ruote	2.00
Dimensioni impronta ruota LX x BY	0.35x0.60
Larghezza impronta a metà spessore soletta	0.00
Lunghezza influenza	2.00

Momento flettente trasversale [KN·m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	0.00	0.00
effetto locale permanenti non strutturali	0.00	0.00

effetto locale LM2	0.00	0.00
M tot. effetto locale	0.00	0.00

12.2. Combinazioni SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

12.2.1. Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\left\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \right\}$$

$$E_d = E\left\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \right\}$$

$$E_d = E\left\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \right\}$$

$$E_d = E\left\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \right\}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-1.99	-3.37
-5.00		-0.96	-3.95
-4.00		16.48	-14.76
-3.00		28.66	-20.79
-2.00		33.71	-22.58
-1.00		35.76	-28.17
0.00	asse travi	36.34	-29.81
1.00		35.76	-28.17
2.00		33.71	-22.58
3.00		28.66	-20.79
4.00		16.48	-14.76
5.00		-0.96	-3.95
5.04	estremità sx	-1.99	-3.37

12.3. Combinazioni SLE

12.3.1. Combinazioni Rare

$$E_d = E\left\{ \sum G1_{k,2}^{a_{fase}} + \sum G2_{k,2}^{a_{fase}} + Q_{k,gruppo\ 1} \right\}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-1.99	-2.50
-5.00		-1.24	-2.93
-4.00		11.35	-10.90
-3.00		20.25	-15.35
-2.00		23.98	-16.67
-1.00		25.50	-20.82
0.00	asse travi	25.94	-22.03
1.00		25.50	-20.82
2.00		23.98	-16.67
3.00		20.25	-15.35
4.00		11.35	-10.90
5.00		-1.24	-2.93
5.04	estremità sx	-1.99	-2.50

12.3.2. Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\left\{ \sum G_{1k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2k,2}^{a_{fase}} + \Psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \right\}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-1.99	-2.50
-5.00		-1.54	-2.77
-4.00		6.02	-7.79
-3.00		8.29	-10.37
-2.00		10.57	-10.89
-1.00		11.52	-13.65
0.00	asse travi	11.80	-14.47
1.00		11.52	-13.65
2.00		10.57	-10.89
3.00		8.29	-10.37
4.00		6.02	-7.79
5.00		-1.54	-2.77
5.04	estremità sx	-1.99	-2.50

12.3.3. Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\left\{ \sum G_{1k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2k,2}^{a_{fase}} + \Psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \right\}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-1.99	-2.50
-5.00		-2.02	-2.53
-4.00		-2.48	-3.04
-3.00		-2.57	-3.12
-2.00		-2.52	-3.04
-1.00		-2.44	-2.94
0.00	asse travi	-2.41	-2.90
1.00		-2.44	-2.94
2.00		-2.52	-3.04
3.00		-2.57	-3.12
4.00		-2.48	-3.04
5.00		-2.02	-2.53
5.04	estremità sx	-1.99	-2.50

13. REAZIONI MASSIME AGLI APPOGGI

13.1. Forze Orizzontali

Azione del vento :	
Altezza barriera	0.00
Pressione cinetica	1.70
Forza totale sull'impalcato F _{yw}	106.61
Azione longitudinale di frenamento q ₃ :	
Forza totale sull'impalcato F _{xq}	441.00
Azione centrifuga Q ₄ :	
Raggio di curvatura	0.00
Forza totale sull'impalcato F _{yq}	0.00

13.2. Valori caratteristici reazioni verticali

13.2.1. Carichi di 1a fase

Trave	peso trave	peso soletta e traversi
1	286.18	340.69
2	286.18	253.65
3	286.18	253.65
4	286.18	340.69

13.2.2. Carichi permanenti di 2a fase

Trave	peso cordoli	permanenti portati
1	25.41	154.55
2	16.68	152.42
3	16.68	152.42
4	25.41	154.55

13.2.3. Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla Marciapiedi
1	389.10	229.23	32.38
2	329.35	182.70	21.26
3	258.86	146.47	21.26
4	199.86	127.63	32.38

13.3. Combinazioni

13.3.1. Combinazioni SLU P/T

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2k,i} \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_0 \cdot \gamma_W \cdot W_k \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2k,i} + \gamma_W \cdot W_k + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \right\}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	1969.00	1112.40
2	1685.53	979.91
3	1541.45	979.91
4	1576.36	1112.40

Reazione laterale su spalla Ry = 79.96

Reazione longitudinale totale Rx = 595.35

13.3.2. SLE Rare

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 1} + \psi_{0,W} \cdot W_k \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + W_k + \psi_0 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + Q_{k,gruppo\ 2} + \psi_{0,W} \cdot W_k \right\}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	814.48	179.96
2	691.78	169.10

3	585.05	169.10
4	523.64	179.96

Reazione laterale su spalla $R_y = 53.31$
Reazione longitudinale totale $R_x = 441.00$

13.3.3. SLE Frequenti

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \Psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 4} + \Psi_{2,W} \cdot W_k \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \Psi_{1,W} \cdot W_k + \Psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \Psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \Psi_{2,W} \cdot W_k \right\}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	347.47	179.96
2	330.02	169.10
3	330.02	169.10
4	347.47	179.96

Reazione laterale su spalla $R_y = 10.66$
Reazione longitudinale totale $R_x = 0.00$

13.3.4. SLE Quasi permanenti

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \Psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} + \Psi_{2,W} \cdot W_k \right\}$$

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \Psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 2} + \Psi_{2,W} \cdot W_k \right\}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	179.96	1E30
2	169.10	1E30
3	169.10	1E30
4	179.96	1E30

Reazione laterale su spalla $R_y = 0.00$
Reazione longitudinale totale $R_x = 0.00$

14. AZIONE SISMICA

14.1 Parametri per la determinazione dell'azione sismica

Categoria di sottosuolo C
Categoria topografica T1

Coeff. di combinazione sismica carichi da traffico Ψ_E 0.2

q Coefficiente di struttura
 η $1/q$
 a_g Accelerazione orizzontale massima al sito

T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Forze orizzontali :

	η	a_g/g	T_c^*	F_0
SLE	1.00	0.05	0.27	2.58
SLU	1.00	0.11	0.32	2.67

Forze verticali :

	η
SLE	1.00
SLU	1.00

Coefficiente di struttura $q = 1.00$

Dati Spalla

Altezza 4.00

B Trasversale 11.90

B Longitudinale 5.60

Classe calcestruzzo C32/40 E = 33642777.68

14.2 Modello a mensola

Peso Impalcato 5990.96

Peso Carichi Mobili 2736.60

Aliquota Carichi Mobili 0.20

Peso Totale Struttura 6538.28

Massa Struttura [Kg massa] 666491.59

Rigidezza 219749.82

Periodo fondamentale [s] 0.1730

Peso spalla 6537.38

Massa spalla [Kg massa] 666400.00

Modulo elastico spalla 33642778

Momento d'inerzia trasversale 786.41

Momento d'inerzia longitudinale 174.15

Rigidezza trasversale 1240168772.24

Rigidezza longitudinale 274639451.29

Periodo fondamentale (componente trasversale) [s] 0.0056

Periodo fondamentale (componente longitudinale) [s] 0.0120

Valore massimo del coeff. di amplificazione topografica S_t 1.00

14.2.1. Forze orizzontali

Valori per SLE

S_s 1.50

C_c 1.62

TB 0.15
 TC 0.44
 TD 1.81

Spettro di risposta elastico in accelerazione (componente trasversale) S_e 0.0828

Forza 541.21

Spettro di risposta elastico in accelerazione (componente longitudinale) S_e 0.0881

Forza 576.34

Valori per SLU

S_s 1.50
 C_c 1.53
 TB 0.17
 TC 0.52
 TD 2.02

Spettro di risposta elastico in accelerazione (componente trasversale) S_e 0.1676

Forza 1095.86

Spettro di risposta elastico in accelerazione (componente longitudinale) S_e 0.1773

Forza 1159.18

14.2.2. Forze verticali

TB 0.05
 TC 0.15
 TD 1.00

Valori per SLE

S_s 1.00

Fattore di amplificazione spettrale massima F_v 0.79

Spettro di risposta elastico in accelerazione S_{ve} 0.0537

Valori per SLU

S_s 1.00

Fattore di amplificazione spettrale massima F_v 1.17

Spettro di risposta elastico S_{ve} 0.1615

14.3 Azioni sismiche SLE

14.3.1. Trave 1

14.3.1.1. Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	43.48	-5.63
1.00		41.90	40.58	-5.57
2.00		81.05	37.69	-5.42
3.00		117.34	34.81	-5.18
4.00		150.59	31.93	-4.86
5.00		181.09	29.05	-4.48
6.00		208.61	26.19	-4.06

7.00		233.20	23.32	-3.61
8.00		255.04	20.47	-3.16
9.00		273.80	17.61	-2.70
10.00		289.74	14.77	-2.25
11.00		302.89	11.93	-1.81
12.00		312.92	9.09	-1.39
13.00		320.20	6.26	-0.98
14.00		324.58	3.43	-0.58
15.00	mezzeria	326.09	0.54	-0.20
16.00		324.58	-3.43	0.58
17.00		320.20	-6.26	0.98
18.00		312.92	-9.09	1.39
19.00		302.89	-11.93	1.81
20.00		289.74	-14.77	2.25
21.00		273.80	-17.61	2.70
22.00		255.04	-20.47	3.16
23.00		233.20	-23.32	3.61
24.00		208.61	-26.19	4.06
25.00		181.09	-29.05	4.48
26.00		150.59	-31.93	4.86
27.00		117.34	-34.81	5.18
28.00		81.05	-37.69	5.42
29.00		41.90	-40.58	5.57
30.00	appoggio	0.00	-43.48	5.63

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	-41.02	3.89
1.00		-39.53	-38.28	3.85
2.00		-76.46	-35.55	3.75
3.00		-110.70	-32.81	3.60
4.00		-142.06	-30.08	3.38
5.00		-170.83	-27.34	3.13
6.00		-196.80	-24.61	2.84
7.00		-220.00	-21.88	2.52
8.00		-240.60	-19.14	2.20
9.00		-258.30	-16.41	1.86
10.00		-273.33	-13.67	1.53
11.00		-285.73	-10.94	1.21
12.00		-295.20	-8.20	0.90
13.00		-302.06	-5.47	0.59
14.00		-306.20	-2.73	0.29
15.00	mezzeria	-307.62	0.00	0.00
16.00		-306.20	2.73	-0.29
17.00		-302.06	5.47	-0.59
18.00		-295.20	8.20	-0.90
19.00		-285.73	10.94	-1.21
20.00		-273.33	13.67	-1.53
21.00		-258.30	16.41	-1.86
22.00		-240.60	19.14	-2.20
23.00		-220.00	21.88	-2.52
24.00		-196.80	24.61	-2.84
25.00		-170.83	27.34	-3.13
26.00		-142.06	30.08	-3.38
27.00		-110.70	32.81	-3.60
28.00		-76.46	35.55	-3.75
29.00		-39.53	38.28	-3.85
30.00	appoggio	0.00	41.02	-3.89

14.3.1.2. Combinazione

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + \Psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E \right\}$$



Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	262.37	-110.45
1.00		252.86	244.93	-109.34
2.00		489.11	227.60	-106.35
3.00		708.10	210.38	-101.60
4.00		908.72	193.27	-95.28
5.00		1092.74	176.26	-87.86
6.00		1258.84	159.36	-79.61
7.00		1407.23	142.56	-70.87
8.00		1539.02	125.87	-61.91
9.00		1652.22	109.30	-52.94
10.00		1748.38	92.83	-44.11
11.00		1827.72	76.46	-35.50
12.00		1888.25	60.21	-27.20
13.00		1932.18	44.06	-19.19
14.00		1958.63	28.01	-11.48
15.00	mezzeria	1967.75	10.63	-3.99
16.00		1958.63	-28.01	11.48
17.00		1932.18	-44.06	19.19
18.00		1888.25	-60.21	27.20
19.00		1827.72	-76.46	35.50
20.00		1748.38	-92.83	44.11
21.00		1652.22	-109.30	52.94
22.00		1539.02	-125.87	61.91
23.00		1407.23	-142.56	70.87
24.00		1258.84	-159.36	79.61
25.00		1092.74	-176.26	87.86
26.00		908.72	-193.27	95.28
27.00		708.10	-210.38	101.60
28.00		489.11	-227.60	106.35
29.00		252.86	-244.93	109.34
30.00	appoggio	0.00	-262.37	110.45

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	132.02	-68.49
1.00		127.24	123.22	-67.85
2.00		246.12	114.42	-66.14
3.00		356.32	105.62	-63.37
4.00		457.27	96.82	-59.61
5.00		549.87	88.02	-55.12
6.00		633.45	79.21	-50.00
7.00		708.13	70.41	-44.47
8.00		774.44	61.61	-38.70
9.00		831.41	52.81	-32.83
10.00		879.80	44.01	-27.01
11.00		919.72	35.21	-21.31
12.00		950.18	26.40	-15.78
13.00		972.28	17.60	-10.41
14.00		985.59	8.80	-5.17
15.00	mezzeria	990.18	0.00	0.00
16.00		985.59	-8.80	5.17
17.00		972.28	-17.60	10.41
18.00		950.18	-26.40	15.78
19.00		919.72	-35.21	21.31
20.00		879.80	-44.01	27.01
21.00		831.41	-52.81	32.83
22.00		774.44	-61.61	38.70
23.00		708.13	-70.41	44.47
24.00		633.45	-79.21	50.00
25.00		549.87	-88.02	55.12
26.00		457.27	-96.82	59.61
27.00		356.32	-105.62	63.37
28.00		246.12	-114.42	66.14

29.00		127.24	-123.22	67.85
30.00	appoggio	0.00	-132.02	68.49

14.3.2. Traverso

14.3.2.1. Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-0.11	-0.11
-5.00		-0.11	-0.11
-4.00		-0.08	-0.17
-3.00		0.05	-0.20
-2.00		0.07	-0.21
-1.00		0.08	-0.21
0.00	asse travi	0.09	-0.21
1.00		0.08	-0.21
2.00		0.07	-0.21
3.00		0.05	-0.20
4.00		-0.08	-0.17
5.00		-0.11	-0.11
5.04	estremità sx	-0.11	-0.11

14.3.2.2. Combinazione

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1,k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2,k,2}^a \text{ fase} + \Psi_{2,E} \cdot Q_{k,\text{gruppo } 1} \pm E \right\}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-2.10	-2.10
-5.00		-2.06	-2.16
-4.00		-1.49	-3.30
-3.00		1.06	-3.87
-2.00		1.43	-4.08
-1.00		1.63	-4.20
0.00	asse travi	1.70	-4.21
1.00		1.63	-4.20
2.00		1.43	-4.08
3.00		1.06	-3.87
4.00		-1.49	-3.30
5.00		-2.06	-2.16
5.04	estremità sx	-2.10	-2.10

14.3.3. Appoggi

14.3.3.1. Azione sismica caratteristica

Azione verticale

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$
1	-47.66	-2.71	47.66	0.00
2	-41.88	-2.16	41.88	0.00
3	-41.88	-1.73	41.88	0.00
4	-47.66	-1.51	47.66	0.00

Azione orizzontale

trasversale su spalla longitudinale intero impalcato

Permanenti Traff. $\Psi_E=0.20$ Permanenti Traff. $\Psi_E=0.20$
.. 250.94 11.36 534.45 48.25

14.3.3.2. Combinazione sismica

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	883.36	854.49
2	769.42	750.81
3	750.81	748.50
4	854.49	826.39

	reazioni massime	reazioni minime
1	Reazione trasvers..	582.69
2	Reazione longitud..	262.29

14.4 Azioni sismiche SLU

14.4.1. Trave 1

14.4.1.1. Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	130.76	-16.93
1.00		126.02	122.05	-16.76
2.00		243.77	113.36	-16.30
3.00		352.90	104.68	-15.57
4.00		452.89	96.02	-14.61
5.00		544.61	87.38	-13.47
6.00		627.39	78.75	-12.20
7.00		701.34	70.14	-10.86
8.00		767.02	61.55	-9.49
9.00		823.44	52.97	-8.12
10.00		871.37	44.41	-6.76
11.00		910.91	35.87	-5.44
12.00		941.08	27.34	-4.17
13.00		962.97	18.83	-2.94
14.00		976.15	10.33	-1.76
15.00	mezzeria	980.70	1.63	-0.61
16.00		976.15	-10.33	1.76
17.00		962.97	-18.83	2.94
18.00		941.08	-27.34	4.17
19.00		910.91	-35.87	5.44
20.00		871.37	-44.41	6.76
21.00		823.44	-52.97	8.12
22.00		767.02	-61.55	9.49
23.00		701.34	-70.14	10.86
24.00		627.39	-78.75	12.20
25.00		544.61	-87.38	13.47
26.00		452.89	-96.02	14.61
27.00		352.90	-104.68	15.57
28.00		243.77	-113.36	16.30
29.00		126.02	-122.05	16.76
30.00	appoggio	0.00	-130.76	16.93

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	-123.35	11.69
1.00		-118.88	-115.13	11.58

2.00		-229.96	-106.91	11.29
3.00		-332.92	-98.68	10.82
4.00		-427.24	-90.46	10.18
5.00		-513.76	-82.24	9.41
6.00		-591.85	-74.01	8.54
7.00		-661.62	-65.79	7.59
8.00		-723.58	-57.57	6.61
9.00		-776.81	-49.34	5.60
10.00		-822.02	-41.12	4.61
11.00		-859.32	-32.89	3.64
12.00		-887.78	-24.67	2.69
13.00		-908.43	-16.45	1.78
14.00		-920.87	-8.22	0.88
15.00	mezzeria	-925.16	0.00	0.00
16.00		-920.87	8.22	-0.88
17.00		-908.43	16.45	-1.78
18.00		-887.78	24.67	-2.69
19.00		-859.32	32.89	-3.64
20.00		-822.02	41.12	-4.61
21.00		-776.81	49.34	-5.60
22.00		-723.58	57.57	-6.61
23.00		-661.62	65.79	-7.59
24.00		-591.85	74.01	-8.54
25.00		-513.76	82.24	-9.41
26.00		-427.24	90.46	-10.18
27.00		-332.92	98.68	-10.82
28.00		-229.96	106.91	-11.29
29.00		-118.88	115.13	-11.58
30.00	appoggio	0.00	123.35	-11.69

14.4.1.2. Combinazione

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \Psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E \right\}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Vmax	Tmax
0.00	appoggio	0.00	940.27	-121.75
1.00		906.20	877.65	-120.52
2.00		1752.87	815.14	-117.24
3.00		2537.67	752.75	-111.99
4.00		3256.68	690.48	-105.03
5.00		3916.16	628.33	-96.85
6.00		4511.42	566.30	-87.75
7.00		5043.23	504.38	-78.12
8.00		5515.52	442.58	-68.25
9.00		5921.24	380.91	-58.36
10.00		6265.86	319.35	-48.62
11.00		6550.17	257.90	-39.13
12.00		6767.13	196.58	-29.98
13.00		6924.56	135.37	-21.16
14.00		7019.33	74.28	-12.65
15.00	mezzeria	7052.03	11.72	-4.40
16.00		7019.33	-74.28	12.65
17.00		6924.56	-135.37	21.16
18.00		6767.13	-196.58	29.98
19.00		6550.17	-257.90	39.13
20.00		6265.86	-319.35	48.62
21.00		5921.24	-380.91	58.36
22.00		5515.52	-442.58	68.25
23.00		5043.23	-504.38	78.12
24.00		4511.42	-566.30	87.75
25.00		3916.16	-628.33	96.85
26.00		3256.68	-690.48	105.03

27.00		2537.67	-752.75	111.99
28.00		1752.87	-815.14	117.24
29.00		906.20	-877.65	120.52
30.00	appoggio	0.00	-940.27	121.75

Sez.	Descrizione	Mmin	Vmin	Tmin
0.00	appoggio	0.00	640.31	-60.69
1.00		617.11	597.62	-60.12
2.00		1193.68	554.93	-58.60
3.00		1728.12	512.25	-56.15
4.00		2217.75	469.56	-52.82
5.00		2666.85	426.87	-48.84
6.00		3072.21	384.19	-44.30
7.00		3434.36	341.50	-39.40
8.00		3755.98	298.81	-34.29
9.00		4032.27	256.12	-29.09
10.00		4266.95	213.44	-23.94
11.00		4460.57	170.75	-18.88
12.00		4608.31	128.06	-13.98
13.00		4715.52	85.37	-9.22
14.00		4780.05	42.69	-4.58
15.00	mezzeria	4802.32	0.00	0.00
16.00		4780.05	-42.69	4.58
17.00		4715.52	-85.37	9.22
18.00		4608.31	-128.06	13.98
19.00		4460.57	-170.75	18.88
20.00		4266.95	-213.44	23.94
21.00		4032.27	-256.12	29.09
22.00		3755.98	-298.81	34.29
23.00		3434.36	-341.50	39.40
24.00		3072.21	-384.19	44.30
25.00		2666.85	-426.87	48.84
26.00		2217.75	-469.56	52.82
27.00		1728.12	-512.25	56.15
28.00		1193.68	-554.93	58.60
29.00		617.11	-597.62	60.12
30.00	appoggio	0.00	-640.31	60.69

14.4.2. Traverso

14.4.2.1. Azione sismica caratteristica

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-0.32	-0.32
-5.00		-0.32	-0.33
-4.00		-0.23	-0.51
-3.00		0.16	-0.59
-2.00		0.22	-0.63
-1.00		0.25	-0.64
0.00	mezzeria	0.26	-0.65
1.00		0.25	-0.64
2.00		0.22	-0.63
3.00		0.16	-0.59
4.00		-0.23	-0.51
5.00		-0.32	-0.33
5.04	estremità sx	-0.32	-0.32

14.4.2.2. Combinazione

$$E_d = E \left\{ \sum G_{1k,i} + \sum G_{2k,i} + \Psi_{2,E} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \pm E \right\}$$

Sez.	Descrizione	Mmax	Mmin
-5.04	estremità dx	-2.31	-2.31
-5.00		-2.27	-2.38
-4.00		-1.64	-3.64
-3.00		1.17	-4.26
-2.00		1.58	-4.50
-1.00		1.80	-4.63
0.00	mezzeria	1.88	-4.64
1.00		1.80	-4.63
2.00		1.58	-4.50
3.00		1.17	-4.26
4.00		-1.64	-3.64
5.00		-2.27	-2.38
5.04	estremità sx	-2.31	-2.31

14.4.3. Appoggi

14.4.3.1. Azione sismica caratteristica

Azione verticale

Trave	valori massimi		valori minimi	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$
1	-138.72	-7.88	138.72	0.00
2	-121.89	-6.28	121.89	0.00
3	-121.89	-5.04	121.89	0.00
4	-138.72	-4.39	138.72	0.00

Azione orizzontale

..	trasversale su spalla		longitudinale intero impalcato	
	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$	Permanenti	Traff. $\Psi_E=0.20$
..	508.10	23.00	1074.92	97.03

14.4.3.2. Combinazione sismica

Trave	Rz vert.max	Rz vert. min
1	945.55	787.13
2	830.82	685.29
3	830.82	665.19
4	945.55	732.45

	reazioni massime	reazioni minime
1	Reazione trasvers..	1171.95
2	Reazione longitud..	531.10