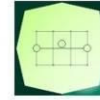


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO  
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE  
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI  
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006  
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4  
PROGETTO ESECUTIVO

I-INTERCONNESSIONE

I1-INTERCONNESSIONE A35-A4

SVAX2 - ADEGUAMENTO SVINCOLO DI TRAVAGLIATO EST SVA03  
ALLARGAMENTO CAVALCAVIA ESISTENTE CVA03

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S. P.A.  
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO  
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S. P.A.  
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO													DATA: LUG 2016
	EMITT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	
65462	04	RC	E	I	I1	SV	AX2	00	00	001	00	A	00	

ELABORAZIONE PROGETTUALE

REVISIONE

N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO

IL PROGETTISTA  
PIACENTINI INGEGNERI S.P.A.  
DOTT. ING. LUCA PIACENTINI  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 2152

IL CONCEDENTE



IL CONCESSIONARIO



SOCIETÀ DI PROGETTO  
BREBEMI SPA

Società di Progetto  
Brebemi SpA

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>10</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO</b>	<b>14</b>
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>15</b>
5.1	CARICHI PERMANENTI	15
5.1.1	<i>Peso proprio delle strutture</i>	15
5.1.2	<i>Peso del guardiavia</i>	15
5.1.3	<i>Peso della barriera</i>	15
5.1.4	<i>Peso del ricoprimento stradale</i>	15
5.2	CARICHI MOBILI	15
5.2.1	<i>Corsia di carico 1</i>	15
5.2.2	<i>Corsia di carico 2</i>	16
5.2.3	<i>Corsia di carico 3</i>	16
5.2.4	<i>Carico sull'area rimanente di carreggiata</i>	16
5.3	CARICO DA FOLLA	16
5.4	FRENATURA	16
5.5	AZIONE DEL VENTO	17
5.6	CARICO TERMICO	17
5.7	CARICO SISMICO	17
<b>6</b>	<b>IMPALCATO: MODELLO DI CALCOLO</b>	<b>19</b>
6.1	UNITÀ DI MISURA E CONVENZIONI DI SEGNO	19
6.2	SISTEMA DI RIFERIMENTO	19
6.3	MODALITÀ DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	19
6.4	MODALITÀ DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	20
6.5	METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	20
6.6	MODELLO IMPALCATO	22
6.6.1	<i>Dati geometrici</i>	22
6.6.2	<i>Traversi in testate</i>	23
6.6.3	<i>Trave prefabbricata VH BSB</i>	23
6.6.4	<i>Parametri dei materiali</i>	24
6.6.5	<i>Ripartizione trasversale dei carichi</i>	25
6.6.6	<i>Analisi dei carichi</i>	26
6.6.7	<i>Coefficienti di combinazione</i>	27




6.6.8	Applicazione del metodo di massonnet .....	27
6.6.9	Valori caratteristici delle sollecitazioni sulla trave.....	29
6.6.10	Valori di combinazione delle sollecitazioni sulla trave .....	33
6.6.11	Reazioni massime agli appoggi .....	38
<b>7</b>	<b>IMPALCATO: VERIFICHE .....</b>	<b>40</b>
7.1	SCHEMI STATICI .....	40
7.2	ARMATURE TRAVE PREFABBRICATA .....	41
7.2.1	Armature di precompressione pretesate.....	41
7.3	MATERIALI - RESISTENZE DI CALCOLO.....	41
7.3.1	Calcestruzzo delle travi prefabbricate .....	41
7.3.2	Calcestruzzo gettato in opera.....	43
7.3.3	Acciaio per c.a.p.....	43
7.3.4	Acciaio per armatura lenta .....	44
7.4	CADUTE DI TENSIONE .....	44
7.4.1	Rilassamento dell'acciaio da precompressione.....	44
7.4.2	Ritiro del calcestruzzo .....	45
7.4.3	Viscosità del calcestruzzo.....	45
7.4.4	Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione.....	45
7.5	STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	46
7.5.1	Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo.....	46
7.5.2	Stato limite di fessurazione travi prefabbricate.....	46
7.5.3	Stato Limite di deformazione.....	47
7.6	STATI LIMITE ULTIMI .....	48
7.6.1	Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti.....	48
7.7	VERIFICA DELLE SEZIONI .....	48
7.7.1	Verifica sezione X=0,00: prima fase.....	48
7.7.2	Verifica sezione X=0,00: seconda fase.....	49
7.7.3	Verifica sezione X=1175,00: prima fase .....	51
7.7.4	Verifica sezione X=1175,00: seconda fase .....	53
<b>8</b>	<b>SOLETTA.....</b>	<b>56</b>
8.1	SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA .....	56
8.2	VERIFICHE SLU .....	57
8.2.1	Verifica a Taglio.....	57
8.2.2	Verifica a Flessione.....	57
8.3	VERIFICHE SLE.....	58
8.3.1	Verifica di fessurazione .....	59



8.4	VERIFICA CONNETTORI TRAVE-SOLETTA.....	59
8.5	VERIFICA CHIODATURE A SOLETTA ESISTENTE .....	60
8.6	VERIFICA COPPELLE PREFABBRICATE .....	61
<b>9</b>	<b>PALI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>64</b>
9.1	AZIONI IN TESTA AI PALI DI FONDAZIONE.....	66
9.2	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE .....	70
9.3	AZIONI INTERNE NEL PALO E PROGETTO ARMATURA .....	73
9.3.1	<i>Verifica fessurazione e tensioni in esercizio .....</i>	<i>76</i>
<b>10</b>	<b>VERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRA DI FONDAZIONE.....</b>	<b>77</b>
<b>11</b>	<b>SPALLA .....</b>	<b>78</b>
11.1	PARAGHIAIA .....	78
11.2	SOTTOSTRUTTURE.....	88
11.2.1	<i>Base elevazione .....</i>	<i>90</i>
11.2.2	<i>Verifica base elevazione .....</i>	<i>104</i>
11.2.3	<i>Verifica metà elevazione .....</i>	<i>109</i>
11.2.4	<i>Azioni interne alla piastra di fondazione .....</i>	<i>113</i>
11.2.5	<i>Verifica aggetto anteriore piastra.....</i>	<i>125</i>
11.2.6	<i>Verifica aggetto posteriore piastra.....</i>	<i>132</i>

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 6 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	--------------------

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica delle opere necessarie per l'allargamento dell'opera d'arte CVA03 disposta allo svincolo di Travagliato Est nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4.

L'allargamento in oggetto di 2,85m totali comporta un ampliamento di uguale entità della spalla e della fondazione e l'aggiunta all'impalcato esistente di numero 1 travi prefabbricate in c.a.p. ad interasse 1.96m dalla trave di bordo del cavalcavia esistente.

Per la carreggiata Milano- Brescia viene mantenuto l'attuale impalcato costituito da 7 travi in c.a.p. poste ad interasse di 2.03m e viene sfruttato lo spazio predisposto all'allargamento della carreggiata. Per la carreggiata Brescia-Milano, invece, l'ulteriore allargamento di 2,85m necessario per la soluzione progettuale che prevede l'aggiunta di una corsia di accelerazione in corrispondenza del cavalcavia, l'attuale impalcato viene allargato con l'aggiunta di una trave accostata all'attuale trave di bordo. In definitiva l'impalcato sottostante alla carreggiata Milano-Brescia conserva una larghezza di 14.25m, invece, l'impalcato oggetto dell'ampliamento e sottostante alla carreggiata Brescia-Milano raggiunge la larghezza di 16.60m. La larghezza complessiva del cavalcavia diviene 30.95m.

La trave che viene adoperata per l'ampliamento, come quelle dell'impalcato esistente, ha una lunghezza di 24.5 m, con luce netta fra gli appoggi di 23.5 m. L'impalcato ha altezza complessiva di 155 cm di cui 130 cm di travi e 25 cm di soletta.

Nella carreggiata Milano – Brescia, la sezione trasversale accoglie per 12.20 m la carreggiata stradale e per 205 cm due cordoli laterali, quello di destra da 80 cm e quello di sinistra da 125 cm, su cui trovano sede i guardiavia.

Nella carreggiata Brescia – Milano, la sezione trasversale accoglie per 14.55 m la carreggiata stradale e per 205 cm due cordoli laterali, quello di destra da 80 cm e quello di sinistra da 125 cm, su cui trovano sede i guardiavia.

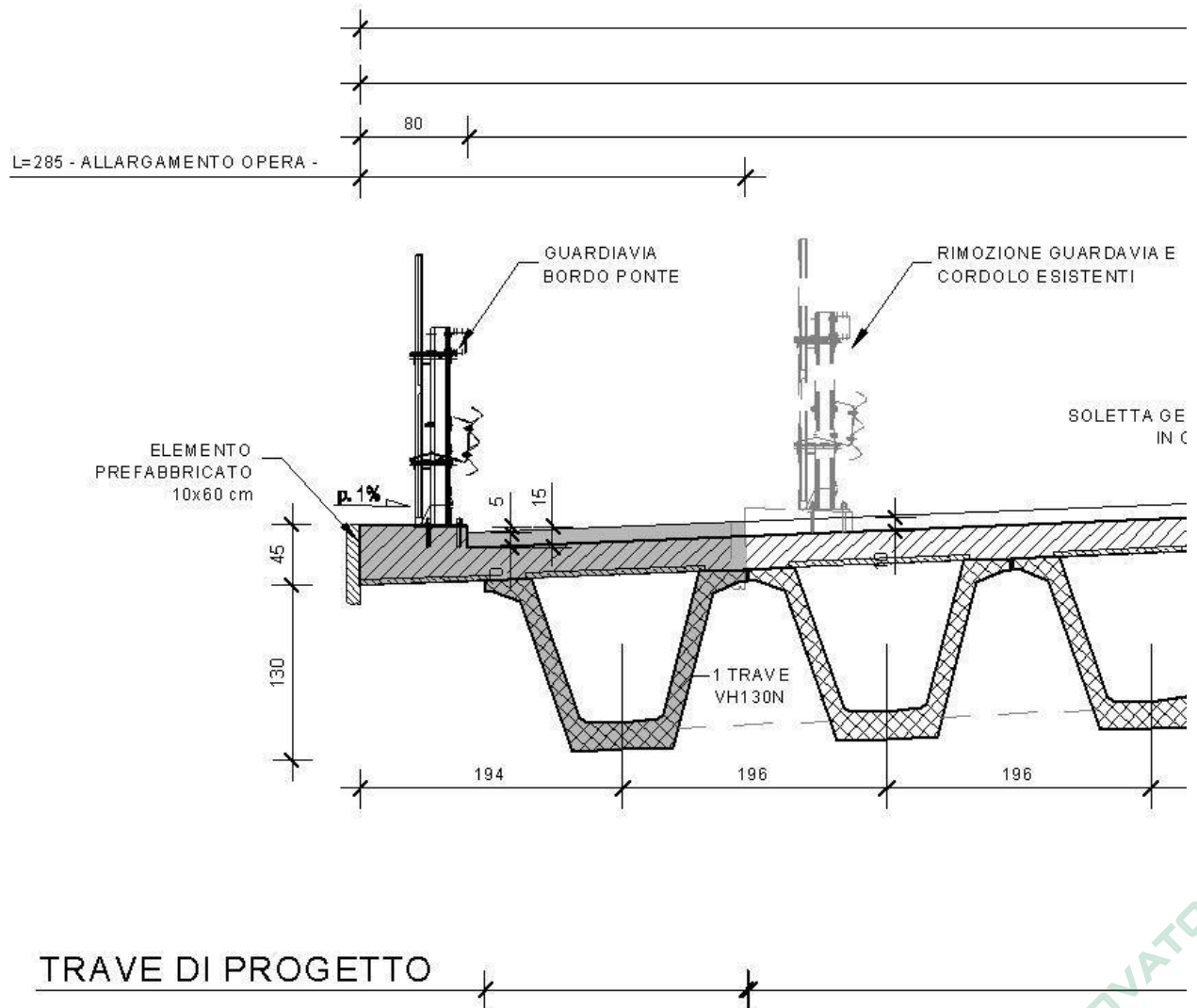
L'allargamento della spalla sottostante è in calcestruzzo armato con paraghiaia di spessore costante 40 cm. L'elevazione della spalla è pari a 5.80 m calcolata dall'estradosso della piastra del basamento alla base del paraghiaia. Il basamento dell'allargamento della spalla ha dimensioni 6.00 m x 2.85 m x 1.5 m.

Di seguito si riportano le immagini in sezione dell'allargamento della spalla e della trave in c.a.p. utilizzata per l'allargamento dell'impalcato.

Società di Progetto  
Brebemi SpA








APPROVATO SDP



	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 9 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	--------------------

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Ponti di calcestruzzo, Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel seguito si elencano le caratteristiche dei materiali utilizzati per le diverse parti costituenti la struttura.

- **Calcestruzzo**

	Tipo	Classe di esposizione	Rapporto a/c
Calcestruzzo pali di fondazione:	C25/30	XC2	0.56
Calcestruzzo per soletta su travi:	C32/40	XC2	0.47
Calcestruzzo travi CAP	C45/55	XF1	0.49
Calcestruzzo elevazioni muri:	C32/40	XC4-XD1-XF1	0.47
Calcestruzzo fondazioni spalle e muri:	C28/35	XC2	0.52
Calcestruzzo elevazioni spalle:	C28/35	XF4	0.44

- **Acciaio**

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata:	B450C	
Acciaio armonico stabilizzato per trefoli:		f <sub>ptk</sub> = 1900 MPa f <sub>p</sub> (1) k = 1700 MPa

- **Caratteristiche di progetto**

Nel seguito si elencano le caratteristiche di progetto dei materiali utilizzati per la struttura.

- **C25/30**

Classe di resistenza =	C 25/30	
R <sub>ck</sub> =	30 MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
f <sub>ck</sub> =	24.9 MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
f <sub>cm</sub> =	32.9 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
f <sub>ctm</sub> =	2.56 MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
f <sub>cfm</sub> =	3.07 MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
ν =	0.2	Coefficiente di Poisson
E <sub>cm</sub> =	31447 MPa	Modulo elastico
γ <sub>c</sub> =	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza
α <sub>cc</sub> =	0.85	Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata
f <sub>cd</sub> =	14.11 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
f <sub>ctd</sub> =	1.19 MPa	Resistenza di calcolo a trazione
ε <sub>cu</sub> =	0.0035	Deformazione a rottura per il calcestruzzo

APPROVATO SDP

$\varepsilon_{c0}$  = 0.002 Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

• **C28/35**

Classe di resistenza = C 28/35

Rck = 35 MPa Valore caratteristico resistenza cubica

fck = 29.05 MPa Valore caratteristico resistenza cilindrica

fc<sub>m</sub> = 37.05 MPa Valore medio resistenza cilindrica

fct<sub>m</sub> = 2.83 MPa Valore medio resistenza a trazione semplice

fc<sub>fm</sub> = 3.40 MPa Valore medio resistenza a trazione per flessione

$\nu$  = 0.2 Coefficiente di Poisson

E<sub>cm</sub> = 32588 MPa Modulo elastico

$\gamma_c$  = 1.5 Coefficiente parziale di sicurezza

$\alpha_{cc}$  = 0.85 Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata

fcd = 16.46 MPa Resistenza di calcolo a compressione

fctd = 1.32 MPa Resistenza di calcolo a trazione

$\varepsilon_{cu}$  = 0.0035 Deformazione a rottura per il calcestruzzo

$\varepsilon_{c0}$  = 0.002 Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

• **C32/40**

Classe di resistenza = C32/40

Rck = 40 MPa Valore caratteristico resistenza cubica

fck = 33.2 MPa Valore caratteristico resistenza cilindrica

fc<sub>m</sub> = 41.2 MPa Valore medio resistenza cilindrica

fct<sub>m</sub> = 3.10 MPa Valore medio resistenza a trazione semplice

fc<sub>fm</sub> = 3.72 MPa Valore medio resistenza a trazione per flessione

$\nu$  = 0.2 Coefficiente di Poisson

E<sub>cm</sub> = 33643 MPa Modulo elastico

$\gamma_c$  = 1.5 Coefficiente parziale di sicurezza

$\alpha_{cc}$  = 0.85 Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata

fcd = 18.81 MPa Resistenza di calcolo a compressione

fctd = 1.45 MPa Resistenza di calcolo a trazione

$\varepsilon_{cu}$  = 0.0035 Deformazione a rottura per il calcestruzzo

$\varepsilon_{c0}$  = 0.002 Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

APPROVATO SDP



- **C45/55**

Classe di resistenza	=	C45/55	
Rck	=	55 MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
fck	=	45.65 MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
fcm	=	53.65 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
fctm	=	3.83 MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
fcfm	=	4.60 MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
n	=	0.2	Coefficiente di Poisson
Ecm	=	36416 MPa	Modulo elastico
yc	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza
acc	=	0.85	Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata
fcd	=	25.87 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
fctd	=	1.79 MPa	Resistenza di calcolo a trazione
$\epsilon_{cu}$	=	0.0035	Deformazione a rottura per il calcestruzzo
$\epsilon_{c0}$	=	0.002	Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

Valori per studio alle tensioni ammissibili:

n	=	6	Coefficiente di omogeneizzazione
---	---	---	----------------------------------

Nella fase iniziale, al taglio dei trefoli nella trave in CAP, la resistenza del calcestruzzo avrà le caratteristiche di un calcestruzzo C32/40.

- **B450C**

fyk nom	=	450 MPa	Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
ftk nom	=	540 MPa	Valore nominale della tensione caratteristica di rottura
ys	=	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza
Es	=	210000 MPa	Modulo elastico
fyd	=	391.3 MPa	Resistenza di calcolo
$\epsilon_{su}$	=	0.01	Deformazione a rottura per l'acciaio

- **Acciaio armonico stabilizzato per trefoli**

$\varphi$	=	0.5 "	Diametro trefolo (in pollici)
$\varphi$	=	10.88 mm	Diametro trefolo (in millimetri)
A	=	93.0 mm <sup>2</sup>	Area singolo trefolo
fptk	=	1900.0 MPa	Tensione caratteristica di rottura
fp(1)k	=	1700.0 MPa	Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale
Agt	=	0.035	Allungamento sotto carico massimo

Esp = 195000 MPa Modulo elastico convenzionale  
 $\sigma_{spi \max}$  = 1368.0 MPa Tensione iniziale massima di pretensione  
 $\sigma_{spi}$  = 1350.0 MPa Tensione iniziale di pretensione

APPROVATO SDP

## 4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Le caratteristiche del terreno sul quale sorge l'opera vedono la presenza di una matrice sabbioso-ghiaiosa. Le caratteristiche meccaniche del terreno sono riassunte nel seguito:

BreBeMi - Lotto 0A - CVA03 - Cavalcavia Ovest Rotatoria Travagliato Est																										
Quota da P.C		Descrizione	Unità	Parametri in condizioni drenate											Parametri in condizioni non drenate			Peso di volume		Permeabilità <sup>*</sup> k (m/s)						
da	a			$\phi_{k\_SPT}^*$	$\phi_{k\_CONTROLO}^*$	$\phi_k^*$	$\phi_{dM1}^*$	$\phi_{dM2}^*$	$C_k^*$	$C_{dM1}^*$	$C_{dM2}^*$	$E_{01}^*$	$E_{25}^*$	$E_{LT}^*$	$C_{uk}^{**}$	$C_{udM1}$	$C_{udM2}$	$E_u$	$\gamma_n$		$\gamma'$					
(m)		(-)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	da	a	da	a	da	a	da	a	(kPa)	(kPa)	(kPa)	da	a	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	
0.0	15.0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	41	36	39	39	33	0	0	0	50	120	10	35	-	-	-	-	-	-	-	-	20	11	$1 \times 10^{-4} - E^{-7}$
15.0	25.0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	41	36	39	39	33	0	0	0	120	120	35	35	-	-	-	-	-	-	-	-	20	11	$1 \times 10^{-4} - E^{-7}$

LEGENDA PARAMETRI	
$\phi_{k\_SPT}^*$	Angolo di resistenza al taglio di picco ricavato a partire dai valori di $N_{spt}$ ;
$\phi_{k\_CONTROLO}^*$	Angolo di resistenza al taglio di controllo ricavato a partire dalla densità relativa e dal peso di volume del materiale granulare;
$\phi_k^*$	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
$\phi_{dM1}^*$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$\phi_{dM2}^*$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$C_k^*$	Coesione efficace caratteristica;
$C_{dM1}^*$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$C_{dM2}^*$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$E_{01}^*$	Modulo elastico secante per livello di deformazione del terreno dello 0.1%;
$E_{25}^*$	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
$E_{LT}^*$	Modulo elastico a lungo termine per materiali coesivi;
$C_{uk}$	Resistenza non drenata caratteristica;
$C_{udM1}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$C_{udM2}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$E_u$	Modulo elastico a breve termine per materiali coesivi;
$\gamma_n$	Peso di volume naturale;
$\gamma'$	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

APPROVATO SDP

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito vengono riassunte le condizioni di carico elementari considerate per la successiva definizione delle combinazioni di carico.

### 5.1 Carichi permanenti

#### 5.1.1 Peso proprio delle strutture

Il peso proprio delle strutture viene calcolato di volta in volta per ciascun elemento sulla base delle sua volumetria moltiplicandola per il rispettivo peso specifico. Nei calcoli sono stati assunti i seguenti pesi specifici:

$\gamma=2500\text{kg/m}^3$  per strutture in cemento armato

$\gamma=7850\text{kg/m}^3$  per l'acciaio

#### 5.1.2 Peso del guardavia

Il peso dei guard-rail è pari a 1.5 kN/m.

Peso guardavia:  $w=1.50\text{ kN/m}$

#### 5.1.3 Peso della barriera

Il peso delle barriere è pari a 1.0 kN/m.

Peso barriera:  $w=1.00\text{ kN/m}$

#### 5.1.4 Peso del ricoprimento stradale

Il peso del pacchetto stradale (binder+usura) è stimato in 3 kN/m<sup>2</sup>.


Peso ricoprimento:  $w=3\text{kN/m}^2$

### 5.2 Carichi mobili

#### 5.2.1 Corsia di carico 1

Il carico da traffico dovuto alla corsia convenzionale n° 1, in accordo a quanto stabilito nel D.M. 14-01-2008 Cap. 5, prevede un mezzo di carico a 2 assi con 4 impronte di carico 40 x 40 cm che scaricano sull'impalcato 150 kN ciascuna. In aggiunta è previsto un carico uniformemente distribuito, per tutta la lunghezza dell'impalcato, pari a 9 kN/m<sup>2</sup>. La larghezza convenzionale della corsia è pari a 3 m.

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 16 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di 45°, nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm).

### 5.2.2 Corsia di carico 2

Il carico da traffico dovuto alla corsia convenzionale n° 2, in accordo a quanto stabilito nel D.M. 14-01-2008 Cap. 5, prevede un mezzo di carico a 2 assi con 4 impronte di carico 40 x 40 cm che scaricano sull'impalcato 100 kN ciascuna. In aggiunta è previsto un carico uniformemente distribuito, per tutta la lunghezza dell'impalcato, pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup>. La larghezza convenzionale della corsia è pari a 3 m.

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di 45°, nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm).

### 5.2.3 Corsia di carico 3

Il carico da traffico dovuto alla corsia convenzionale n° 3, in accordo a quanto stabilito nel D.M. 14-01-2008 Cap. 5, prevede un mezzo di carico a 2 assi con 4 impronte di carico 40 x 40 cm che scaricano sull'impalcato 50 kN ciascuna. In aggiunta è previsto un carico uniformemente distribuito, per tutta la lunghezza dell'impalcato, pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup>. La larghezza convenzionale della corsia è pari a 3 m.

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di 45°, nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm).

### 5.2.4 Carico sull'area rimanente di carreggiata

In aggiunta alle 3 corsie convenzionali di carico definite nella normativa, è previsto un carico pari a 2,5kN/m<sup>2</sup> agente sull'area rimanente dell'impalcato.

## 5.3 Carico da folla

Dove previsto si tiene in conto di un carico da folla pari a: 5 kN/m<sup>2</sup>

## 5.4 Frenatura


La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 ed è pari a:

APPROVATO SDR

Scrittura  
Brebemi SpA





	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 17 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

$$180\text{kN} \leq q = 0,60 * (2 Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} * w_1 * L \leq 900\text{kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è da intendersi uniformemente distribuita sulla larghezza caricata e include gli effetti di interazione.

## 5.5 Azione del vento

La struttura è soggetta all'azione del vento in direzione prevalentemente trasversale alla struttura. L'azione dovuta al vento si applica solo ad una faccia della struttura considerata come piena. Il carico del vento è applicato alla struttura sotto forma carico distribuito e momento flettente distribuito. Caratteristiche legate alla topografia e alla posizione geografica dell'opera:

Classe D

Categoria di esposizione II

$k_r$	=	0.19
$z_0$	=	0.05 m
$z_{min}$	=	4.0 m
$z$	=	10 m
$v_b$	=	25 m/s
$c_t$	=	1.0
$c_p$	=	$1.4 \times 1.25 = 1.75$
$c_e$	=	2.352
$c_d$	=	1.0
$q_b$	=	391 N/m <sup>2</sup>

Per il significato dei termini utilizzati si rimanda al Cap. 3.3 del D.M. 14-01-2008.

$$\text{Pressione del vento: } p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d = 391 \times 2.352 \times 1.75 \times 1 = 1610 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1.7 \text{ kN/m}^2$$

L'azione del vento agisce sull'impalcato (1.7 m) e sui mezzi in transito ( $h = 3 \text{ m}$ ). Si ipotizza un'altezza di carico pari a 5 m.

$$\text{Vento: } w = 1.7 \times 5 = 8.5 \text{ kN/m}$$

## 5.6 Carico termico

Il carico termico non genera uno stato di sforzo nella struttura in quanto il sistema di vincolo scelto è isostatico.

## 5.7 Carico sismico

Società di Progetto  
Brebemi SpA



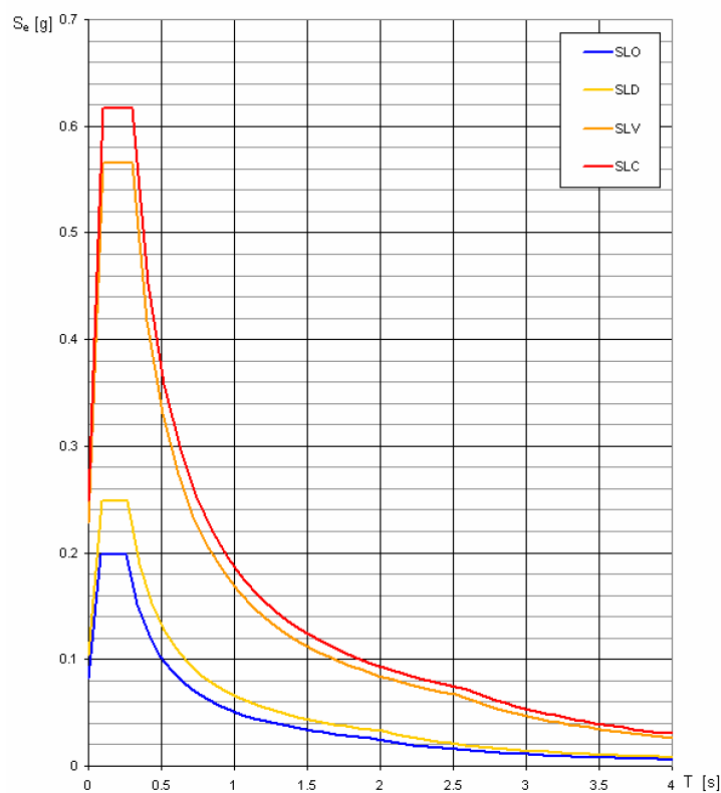
La struttura è situata in zona sismica ed è quindi necessario analizzare il comportamento dell'opera per una sollecitazione sismica di progetto, valutata in accordo alla normativa D.M. 14-01-2008 Cap. 3.2. Tale procedura prevede la localizzazione della struttura nel sistema di coordinate globali e la ricerca di una serie di parametri reperibili nell'Allegato B della suddetta norma.

Vita nominale dell'opera:  $V_N = 50$  anni  
Coefficiente d'uso dell'opera:  $C_U = 2.0$   
Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = 100$  anni  
Categoria topografica: T1  
Categoria del terreno: B  
Fattore di struttura (ponti):  $q = 1$


La definizione dei parametri sismici e degli spettri di risposta per gli stati limite è stato effettuato con il programma Spettri-NTC ver.1.0.3, reperibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di progetto relativi ai diversi stati limite:

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**



APPROVATO SDP

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 19 di 138
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

## 6 IMPALCATO: MODELLO DI CALCOLO

### 6.1 Unità 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 : cm

forza : N

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.

### 6.2 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 di seguito riportata in relazione.

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.

### 6.3 Modalità 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.

Società di Progetto

Progetto

Provisorio



	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 20 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

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.

### **6.4 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  $\sigma_{spi}$  prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetta, 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.

### **6.5 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.

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.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 21 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

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 rigidezze 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 rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

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

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

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

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

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

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

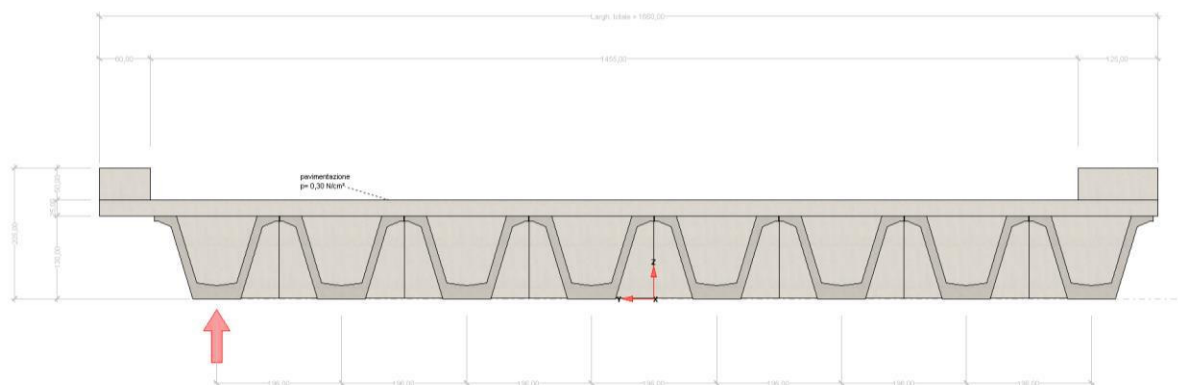
## 6.6 MODELLO IMPALCATO

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

### 6.6.1 Dati geometrici

Luce di calcolo	2350,00
Larghezza cordolo sinistro	80,00
Larghezza carreggiata	1455,00
Larghezza cordolo destro	125,00
Larghezza fuori tutto impalcato	1660,00
Numero travi	8
Tipo trave	VH BSB
Interasse travi	196,00
Larghezza travi	195,00
Lunghezza retrotrave	50,00
Lunghezza ringrosso	0,00
Lunghezza svasatura	0,00
Eccentricità travi-soletta	40,00
Spessore medio soletta	25,00
Spessore minimo soletta	25,00
Luce di calcolo soletta	100,00
Larghezza marciapiede sinistro	0,00
Dist. marciapiede sinistro	0,00
Larghezza marciapiede destro	0,00
Dist. marciapiede destro	0,00
Spessore medio cordoli	50,00

APPROVATO SDP



### 6.6.2 Traversi in testate

Altezza sezione traversi	129,90
Spessore sezione traversi	30,00
<b>n.</b>	<b>X</b>
1	0,00
2	2350,00

### 6.6.3 Trave prefabbricata VH BSB

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	0,000	0,000
2	-37,500	0,000
3	-71,900	113,000
4	-91,500	121,000
5	-97,500	121,000
6	-97,500	130,000
7	-63,000	130,000
8	-31,500	25,000
9	0,000	20,000
10	31,500	25,000
11	63,000	130,000
12	97,500	130,000
13	97,500	121,000
14	91,500	121,000
15	71,800	113,000
16	37,500	0,000
17	0,000	72,750

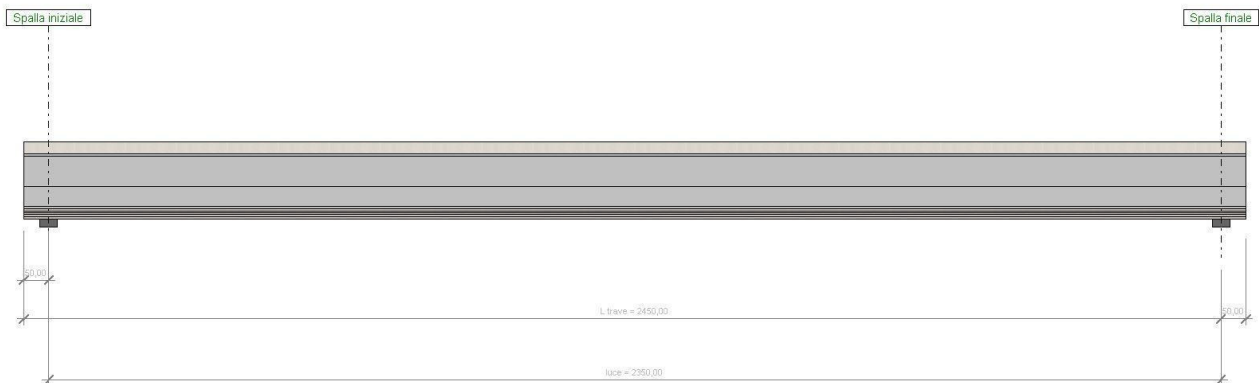
Altezza della sezione	130,00
Spessore complessivo anime	0,00
Area sezione di calcestruzzo	5338,35
Ordinata y baricentro	58,83
Ascissa x baricentro	-0,07
J baricentro	10205758,90

APPROVATO SDP

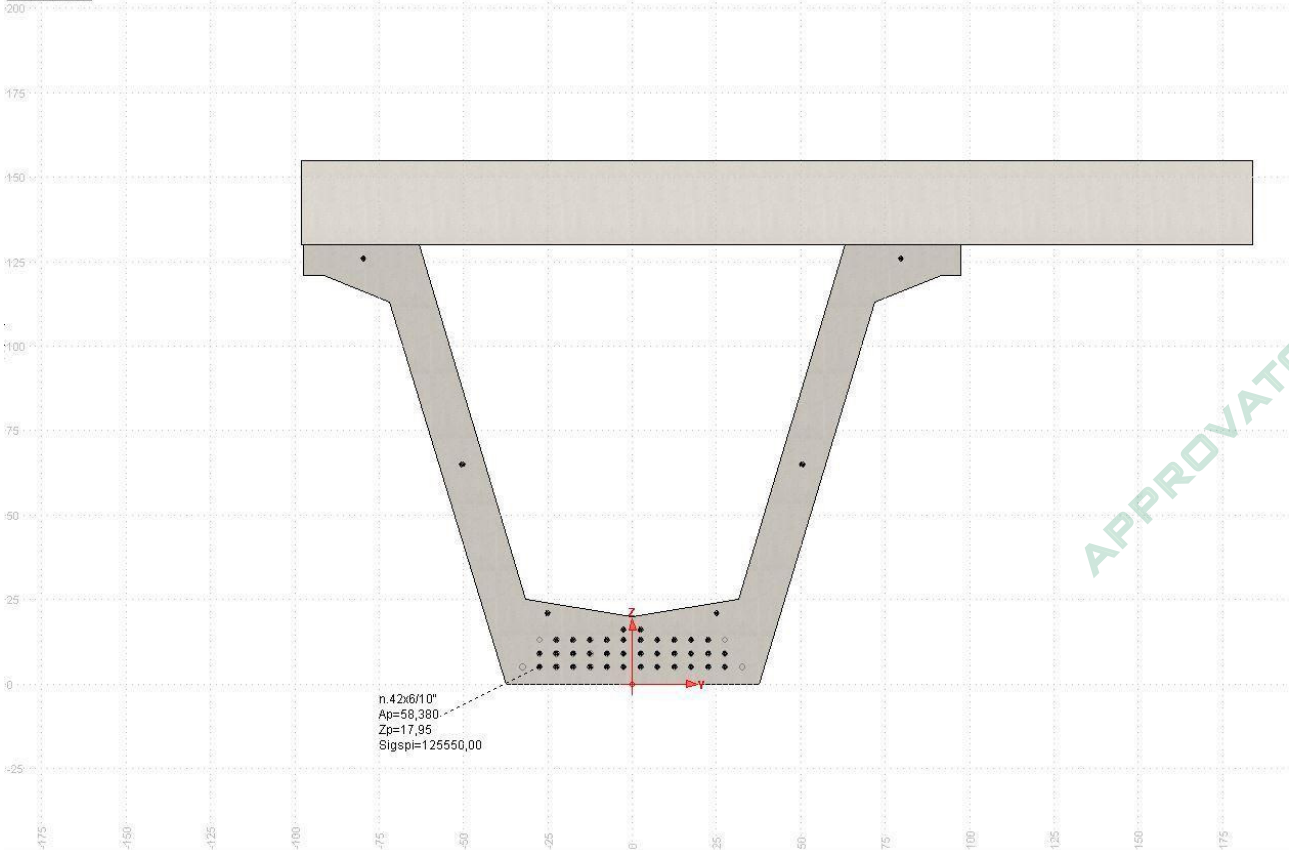
Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



Coefficiente torsionale 0,00



Sezione trave:  
A=5338,350  
Yg=0,07  
Zg=58,83  
Jy=10205758,9043  
Trave + getto:  
m=0,9238  
A=11861,444  
Yg=23,80  
Zg=104,81  
Jy=31083180,6375



### 6.6.4 Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0,00000
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	1,00
E trave/soletta (calcolo frecce)	3000000,00
Peso specifico trave prefabbricata	0,0245
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	0,0245

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**





## 6.6.5 Ripartizione trasversale dei carichi

### Parametri di Massonnet

Trave verificata: 8	eccentricità Y	686,00
Luce di calcolo travi principali	L	2350,00
Interasse traversi	L1	1,00
Semilarghezza teorica impalcato	B	784,00
Interasse travi	B1	196,00

Trave:

$A_p = 10525,85$  (area sezione cls trave+soletta)

$D_p = 100,07$  (quota baricentro)

$J_p = 28894141,23$  (momento d'inerzia flessionale)

$C_p = 0,00$  (coefficiente di torsione)

Traverso:

$A_e = 25,00$  (area sezione traverso/soletta)

$D_e = 12,50$  (quota baricentro da base sezione)

$J_e = 1302,08$  (momento d'inerzia flessionale)

$C_e = 1302,08$  (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1,00

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1,00

Teta = 1,088

Radice alfa = 0,217

### Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 8<sup>a</sup> trave che ha una eccentricita'  $Y = -686$  [cm] e che risulta essere la piu' sollecitata:

Y=	784,00	588,00	392,00	196,00	0,00	-196,00	-392,00	-588,00	-784,00
$K_0$	6,827	3,936	1,526	0,194	-0,287	-0,321	-0,200	-0,058	0,079
$K_1$	3,609	2,700	1,661	0,926	0,488	0,251	0,129	0,071	0,042
$K_\alpha$	6,129	3,668	1,556	0,352	-0,119	-0,197	-0,129	-0,030	0,071

Vengono riportati di seguito i coefficienti  $\mu_\alpha$  relativi alla sezione  $Y = 0,00$  del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	784,00	588,00	392,00	196,00	0,00	-196,00	-392,00	-588,00	-784,00
$\mu_\alpha$	-0,022	-0,023	-0,017	0,013	0,098	0,013	-0,017	-0,023	-0,022

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebini SpA



## 6.6.6 Analisi dei carichi

### Valori caratteristici delle azioni permanenti

Fase 1)

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	2450,00	[cm]
Peso trave (sezione filante)	130,92	[N/cm]
Peso totale trave prefabbricata	320761,43	[N]
Peso soletta gravante sulla trave	172,90	[N/cm]
Peso trasverso in testata	16390,93	[N]

Fase 2)

#### PAVIMENTAZIONE

Peso pavimentazione (0,30 [N/cm<sup>2</sup>]) gravante sulla trave: 59,90 [N/cm]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente  $K_{\alpha}$  di Massonnet 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

#### 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.

	peso lineare [N/cm]	Ecc. Y	peso totale [N]
cordolo sinistro	98,10	830,00	230535,00
cordolo destro	153,28	-727,50	360210,94

Peso totale cordoli = 590745,94

### 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	$\alpha_Q$	$\alpha_q$
1	Corsia 1	300000,00	0,90	1,00	1,00
2	Corsia 2	200000,00	0,25	1,00	1,00
3	Corsia 3	100000,00	0,25	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi= 0,50 [N/cm<sup>2</sup>]

### 6.6.7 Coefficienti di combinazione

#### Stati Limite Ultimi

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1,35	1,00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1,50	0,00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1,35	0,00
Coeff. sicurezza carichi vento	1,50	0,00

#### Stati Limite di Esercizio

Carico	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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	0,75	0,00
vento	0,60	0,20	0,00
termico	0,60	0,60	0,50

### 6.6.8 Applicazione del metodo di massonnet

#### Peso cordoli

Descrizione	[N/cm]	Ecc. Y	K Massonnet	$\mu$ Massonnet
cordolo sinistro	98,10	830,00	6,688	-0,021
cordolo destro	153,28	-727,50	0,042	-0,022

**Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 8**

Descrizione	Q·α [N]	q·α [N/cm]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300000,00	270,00	635,00	300,00	4,270
Corsia 2	200000,00	75,00	335,00	300,00	1,112
Zona Rimanente	0,00	1,25	787,50	5,00	6,172

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.

**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.

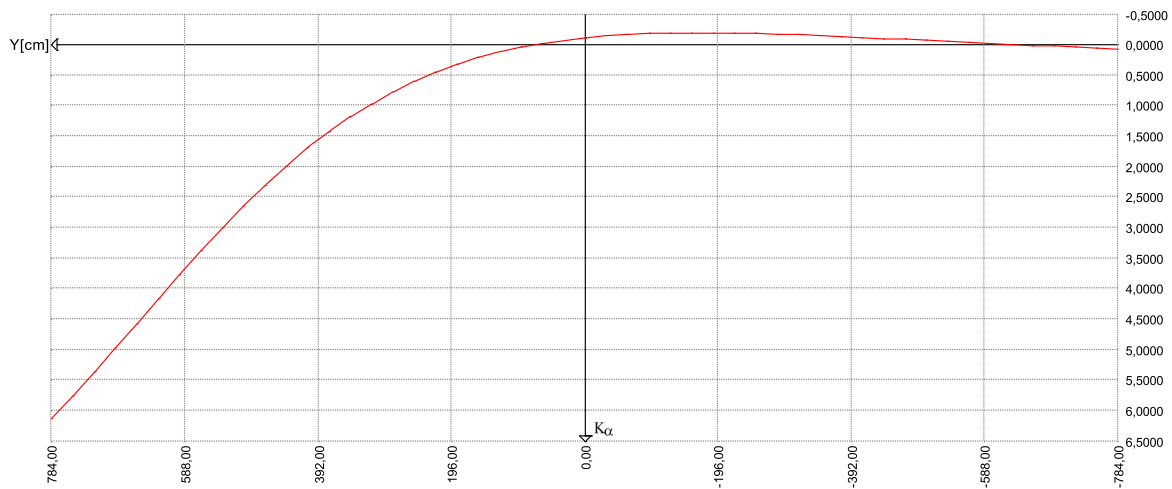
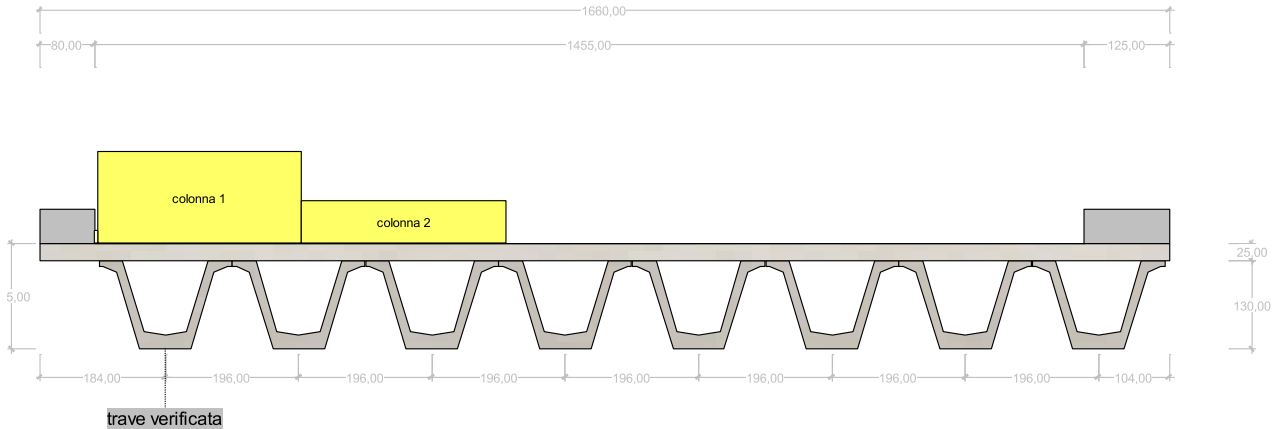
Descrizione	Q·α [N]	q·α [N/cm]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300000,00	270,00	0,00	300,00	0,098

**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 [N]	q·α [N/cm]	Ecc. Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300000,00	270,00	640,00	300,00	-0,023
Corsia 2	200000,00	75,00	-515,00	300,00	-0,022
Corsia 3	100000,00	75,00	340,00	300,00	-0,013

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff.  $K_{\alpha}$  di Massonnet



### 6.6.9 Valori caratteristici delle sollecitazioni sulla trave

#### Al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
0,00	appoggio	0,00	153834,56	0,00	203158,97
100,00		14717117,66	140742,26	19435908,01	185868,84
200,00		28127186,12	127649,96	37145684,00	168578,72
300,00		40230205,39	114557,65	53129327,98	151288,59
400,00		51026175,47	101465,35	67386839,95	133998,47
500,00		60515096,34	88373,05	79918219,90	116708,34
600,00		68696968,02	75280,74	90723467,84	99418,22
700,00		75571790,51	62188,44	99802583,77	82128,09
800,00		81139563,80	49096,14	107155567,69	64837,97
900,00		85400287,89	36003,83	112782419,59	47517,80
1000,00		88353962,79	22911,53	116683139,49	30257,50
1100,00		90000588,49	9819,23	118857727,36	12967,59

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Breda S.p.A.

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
1175,00	mezzeria	90377806,74	0,00	119355894,14	0,00
1200,00		90333757,90	-3273,08	119297721,80	-4322,53
1300,00		89340656,79	-16365,38	117986199,93	-21612,66
1400,00		87040506,49	-29457,68	114948546,04	-38902,78
1500,00		83433307,00	-42549,99	110184760,14	-56192,91
1600,00		78519058,30	-55642,29	103694842,23	-73483,03
1700,00		72297760,42	-68734,59	95478792,31	-90773,16
1800,00		64769413,33	-81826,90	85536610,37	-108063,28
1900,00		55934017,05	-94919,20	73868296,43	-125353,41
2000,00		45791571,58	-108011,50	60473850,46	-142643,53
2100,00		34342076,91	-121103,81	45353272,49	-159933,66
2200,00		21585533,04	-134196,11	28506562,50	-177223,78
2300,00		7521939,98	-147288,41	9933720,50	-194513,91
2350,00	appoggio	0,00	-153834,56	0,00	-203158,97

### Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	97311,08	0,00
100,00		9309602,53	89029,29	0,00
200,00		17792405,37	80747,49	0,00
300,00		25448408,50	72465,70	0,00
400,00		32277611,92	64183,91	0,00
500,00		38280015,65	55902,11	0,00
600,00		43455619,67	47620,32	0,00
700,00		47804423,98	39338,52	0,00
800,00		51326428,60	31056,73	0,00
900,00		54021633,51	22774,93	0,00
1000,00		55890038,72	14493,14	0,00
1100,00		56931644,23	6211,35	0,00
1175,00	mezzeria	57170261,06	0,00	0,00
1200,00		57142397,10	-2070,45	0,00
1300,00		56514191,44	-10352,24	0,00
1400,00		55059186,08	-18634,04	0,00
1500,00		52777381,02	-26915,83	0,00
1600,00		49668776,26	-35197,63	0,00
1700,00		45733371,79	-43479,42	0,00
1800,00		40971167,62	-51761,21	0,00
1900,00		35382163,75	-60043,01	0,00
2000,00		28966360,17	-68324,80	0,00
2100,00		21723756,89	-76606,60	0,00
2200,00		13654353,91	-84888,39	0,00
2300,00		4758151,23	-93170,19	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-97311,08	0,00

Sez.X	Descrizione	permanententi portati		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	70385,86	0,00
100,00		6733707,30	64395,57	0,00
200,00		12869384,00	58405,29	0,00
300,00		18407030,09	52415,00	0,00

APPROVATO SDP

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M	V	T
400,00		23346645,59	46424,71	0,00
500,00		27688230,49	40434,43	0,00
600,00		31431784,78	34444,14	0,00
700,00		34577308,48	28453,86	0,00
800,00		37124801,58	22463,57	0,00
900,00		39074264,07	16473,29	0,00
1000,00		40425695,97	10483,00	0,00
1100,00		41179097,26	4492,71	0,00
1175,00	mezzeria	41351690,65	0,00	0,00
1200,00		41331536,44	-1497,57	0,00
1300,00		40877150,44	-7487,86	0,00
1400,00		39824733,85	-13478,14	0,00
1500,00		38174286,65	-19468,43	0,00
1600,00		35925808,85	-25458,71	0,00
1700,00		33079300,46	-31449,00	0,00
1800,00		29634761,46	-37439,29	0,00
1900,00		25592191,86	-43429,57	0,00
2000,00		20951591,67	-49419,86	0,00
2100,00		15712960,87	-55410,14	0,00
2200,00		9876299,47	-61400,43	0,00
2300,00		3441607,47	-67390,71	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-70385,86	0,00

### Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	366252,86	0,00
100,00		34997286,46	350259,28	0,00
200,00		66801186,85	334265,71	0,00
300,00		95411701,17	318272,13	0,00
400,00		120828829,43	302278,56	0,00
500,00		143052571,61	286284,98	0,00
600,00		162082927,73	270291,40	0,00
700,00		177919897,78	254297,83	0,00
800,00		190563481,77	238304,25	0,00
900,00		200013679,68	222310,68	0,00
1000,00		206270491,53	206317,10	0,00
1100,00		209333917,31	190323,53	0,00
1175,00	mezzeria	209535827,04	-178328,35	0,00
1200,00		209668110,42	-182326,74	0,00
1300,00		208201377,68	-198320,32	0,00
1400,00		203541258,86	-214313,89	0,00
1500,00		195687753,98	-230307,47	0,00
1600,00		184640863,03	-246301,04	0,00
1700,00		170400586,02	-262294,62	0,00
1800,00		152966922,93	-278288,19	0,00
1900,00		132339873,78	-294281,77	0,00
2000,00		108519438,56	-310275,34	0,00
2100,00		81505617,27	-326268,92	0,00
2200,00		51298409,91	-342262,49	0,00
2300,00		17897816,49	-358256,07	0,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
2350,00	appoggio	0,00	-366252,86	0,00

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	182713,58	0,00
100,00		17479929,36	167500,27	0,00
200,00		33407440,10	152947,56	0,00
300,00		47782532,21	139055,45	0,00
400,00		60605205,69	125823,95	0,00
500,00		71875460,53	113253,05	0,00
600,00		81593296,75	101342,76	0,00
700,00		89758714,35	90093,06	0,00
800,00		96371713,31	79503,98	0,00
900,00		101432293,64	69575,49	0,00
1000,00		104940455,35	60307,61	0,00
1100,00		106896198,43	51700,33	0,00
1175,00	mezzeria	107344231,01	40594,13	0,00
1200,00		107291912,98	-47644,42	0,00
1300,00		106112379,22	-55921,40	0,00
1400,00		103380426,82	-64858,98	0,00
1500,00		99096055,81	-74457,16	0,00
1600,00		93259266,16	-84715,94	0,00
1700,00		85870057,88	-95635,33	0,00
1800,00		76928430,97	-107215,33	0,00
1900,00		66434385,44	-119455,93	0,00
2000,00		54387921,27	-132357,13	0,00
2100,00		40789038,48	-145918,93	0,00
2200,00		25637737,06	-160141,34	0,00
2300,00		8934017,01	-175024,35	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-182713,58	0,00

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	548966,44	0,00
100,00		52477215,82	517759,55	0,00
200,00		100208626,95	487213,27	0,00
300,00		143194233,38	457327,58	0,00
400,00		181434035,11	428102,51	0,00
500,00		214928032,15	399538,03	0,00
600,00		243676224,49	371634,16	0,00
700,00		267678612,13	344390,89	0,00
800,00		286935195,08	317808,23	0,00
900,00		301445973,33	291886,17	0,00
1000,00		311210946,88	266624,71	0,00
1100,00		316230115,73	242023,86	0,00
1175,00	mezzeria	316880058,04	-137734,22	0,00
1200,00		316960023,40	-229971,16	0,00
1300,00		314313756,89	-254241,71	0,00
1400,00		306921685,69	-279172,87	0,00
1500,00		294783809,79	-304764,62	0,00
1600,00		277900129,19	-331016,99	0,00
1700,00		256270643,90	-357929,95	0,00
1800,00		229895353,90	-385503,52	0,00

APPROVATO SDP



Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
1900,00		198774259,22	-413737,69	0,00
2000,00		162907359,83	-442632,47	0,00
2100,00		122294655,75	-472187,85	0,00
2200,00		76936146,97	-502403,83	0,00
2300,00		26831833,50	-533280,42	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-548966,44	0,00

## 6.6.10 Valori di combinazione delle sollecitazioni sulla trave

### Combinazione SLU al taglio dei trefoli

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

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

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	207676,66
100,00		19868108,84	190002,05
200,00		37971701,27	172327,44
300,00		54310777,28	154652,83
400,00		68885336,88	136978,22
500,00		81695380,06	119303,61
600,00		92740906,83	101629,00
700,00		102021917,19	83954,40
800,00		109538411,13	66279,79
900,00		115290388,66	48605,18
1000,00		119277849,77	30930,57
1100,00		121500794,47	13255,96
1175,00	mezzeria	122010039,09	0,00
1200,00		121950573,16	-4418,65
1300,00		120609886,67	-22093,26
1400,00		117504683,76	-39767,87
1500,00		112634964,44	-57442,48
1600,00		106000728,71	-75117,09
1700,00		97601976,56	-92791,70
1800,00		87438708,00	-110466,31
1900,00		75510923,02	-128140,92
2000,00		61818621,63	-145815,53
2100,00		46361803,83	-163490,14
2200,00		29140469,61	-181164,75
2300,00		10154618,97	-198839,36
2350,00	appoggio	0,00	-207676,66

APPROVATO SDP

### Combinazione SLU al getto soletta

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

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

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	481941,27
100,00		46106584,65	440924,99
200,00		88118374,67	399908,71
300,00		126035370,05	358892,44
400,00		159857570,81	317876,16
500,00		189584976,93	276859,88
600,00		215217588,42	235843,60
700,00		236755405,28	194827,32
800,00		254198427,51	153811,04
900,00		267546655,11	112794,77
1000,00		276800088,07	71778,49
1100,00		281958726,41	30762,21
1175,00	mezzeria	283140496,18	0,00
1200,00		283002497,59	-10254,07
1300,00		279891256,57	-51270,35
1400,00		272685220,92	-92286,63
1500,00		261384390,64	-133302,90
1600,00		245988765,72	-174319,18
1700,00		226498346,18	-215335,46
1800,00		202913132,00	-256351,74
1900,00		175233123,20	-297368,02
2000,00		143458319,76	-338384,30
2100,00		107588721,69	-379400,57
2200,00		67624328,99	-420416,85
2300,00		23565141,65	-461433,13
2350,00	appoggio	0,00	-481941,27

### Combinazione SLU Seconda fase P/T

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

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

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

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

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	1459994,71	0,00
100,00		139619350,38	1356683,28	0,00
200,00		266723844,29	1254263,67	0,00
300,00		381313481,72	1152735,87	0,00
400,00		483388262,69	1052099,88	0,00
500,00		572948187,18	952355,71	0,00
600,00		649993255,21	853503,36	0,00
700,00		714523466,76	755542,82	0,00
800,00		766538821,84	658474,09	0,00
900,00		806039320,45	562297,18	0,00
1000,00		833024962,59	467012,09	0,00

APPROVATO SDP

Sez.X	Descrizione	M	V	T
1100,00		847495748,26	372618,81	0,00
1175,00	mezzeria	850135962,95	-185941,20	0,00
1200,00		850038069,92	-325756,60	0,00
1300,00		841824712,48	-419703,97	0,00
1400,00		821096498,58	-514543,16	0,00
1500,00		787853428,20	-610274,16	0,00
1600,00		742095501,36	-706896,98	0,00
1700,00		683822718,04	-804411,61	0,00
1800,00		613035078,25	-902818,06	0,00
1900,00		529732581,99	-1002116,32	0,00
2000,00		433915229,26	-1102306,40	0,00
2100,00		325583020,06	-1203388,29	0,00
2200,00		204735954,39	-1305362,00	0,00
2300,00		71374032,25	-1408227,52	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-1459994,71	0,00

### Combinazione SLE al talio dei trefoli

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

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	153834,56
100,00		14717117,66	140742,26
200,00		28127186,12	127649,96
300,00		40230205,39	114557,65
400,00		51026175,47	101465,35
500,00		60515096,34	88373,05
600,00		68696968,02	75280,74
700,00		75571790,51	62188,44
800,00		81139563,80	49096,14
900,00		85400287,89	36003,83
1000,00		88353962,79	22911,53
1100,00		90000588,49	9819,23
1175,00	mezzeria	90377806,74	0,00
1200,00		90333757,90	-3273,08
1300,00		89340656,79	-16365,38
1400,00		87040506,49	-29457,68
1500,00		83433307,00	-42549,99
1600,00		78519058,30	-55642,29
1700,00		72297760,42	-68734,59
1800,00		64769413,33	-81826,90
1900,00		55934017,05	-94919,20
2000,00		45791571,58	-108011,50
2100,00		34342076,91	-121103,81
2200,00		21585533,04	-134196,11
2300,00		7521939,98	-147288,41
2350,00	appoggio	0,00	-153834,56

APPROVATO SDP

### Combinazione SLE 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	356993,53
100,00		34153025,67	326611,11
200,00		65272870,12	296228,68
300,00		93359533,37	265846,25
400,00		118413015,41	235463,82
500,00		140433316,24	205081,39
600,00		159420435,87	174698,96
700,00		175374374,28	144316,53
800,00		188295131,49	113934,11
900,00		198182707,49	83551,68
1000,00		205037102,28	53169,25
1100,00		208858315,86	22786,82
1175,00	mezzeria	209733700,88	0,00
1200,00		209631479,70	-7595,61
1300,00		207326856,72	-37978,04
1400,00		201989052,53	-68360,46
1500,00		193618067,14	-98742,89
1600,00		182213900,54	-129125,32
1700,00		167776552,73	-159507,75
1800,00		150306023,71	-189890,18
1900,00		129802313,48	-220272,61
2000,00		106265422,04	-250655,03
2100,00		79695349,40	-281037,46
2200,00		50092095,55	-311419,89
2300,00		17455660,48	-341802,32
2350,00	appoggio	0,00	-356993,53

### **Seconda fase - S.L.E. Rara 2<sup>a</sup> fase**

$$E_d = E\{\sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + Q_{k, \text{gruppo 1}}\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	716663,38	0,00
100,00		68520525,66	671184,41	0,00
200,00		130870416,31	626366,05	0,00
300,00		187049671,97	582208,28	0,00
400,00		237058292,62	538711,13	0,00
500,00		280896278,28	495874,57	0,00
600,00		318563628,94	453698,62	0,00
700,00		350060344,60	412183,27	0,00
800,00		375386425,25	371328,53	0,00
900,00		394541870,91	331134,39	0,00
1000,00		407526681,57	291600,85	0,00
1100,00		414340857,23	252727,92	0,00
1175,00	mezzeria	415402009,76	-137734,22	0,00
1200,00		415433956,94	-233539,18	0,00
1300,00		411705098,78	-272081,81	0,00
1400,00		401805605,62	-311285,05	0,00
1500,00		385735477,46	-351148,88	0,00
1600,00		363494714,30	-391673,33	0,00
1700,00		335083316,14	-432858,37	0,00
1800,00		300501282,98	-474704,02	0,00
1900,00		259748614,83	-517210,27	0,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



Sez.X	Descrizione	M	V	T
2000,00		212825311,67	-560377,13	0,00
2100,00		159731373,51	-604204,59	0,00
2200,00		100466800,36	-648692,65	0,00
2300,00		35031592,20	-693841,32	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-716663,38	0,00

### Seconda fase - S.L.E. Frequente 2<sup>a</sup>fase

$$E_d = E\{\sum G1_{k,2^{a}fase} + \sum G2_{k,2^{a}fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1}\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	515472,01	0,00
100,00		49283246,42	483119,43	0,00
200,00		94125655,54	451031,08	0,00
300,00		134527227,35	419206,98	0,00
400,00		170487961,86	387647,12	0,00
500,00		202007859,06	356351,50	0,00
600,00		229086918,95	325320,12	0,00
700,00		251725141,54	294552,98	0,00
800,00		269922526,83	264050,08	0,00
900,00		283679074,81	233811,43	0,00
1000,00		292994785,48	203837,01	0,00
1100,00		297869658,85	174126,84	0,00
1175,00	mezzeria	298611514,39	-117508,61	0,00
1200,00		298641781,54	-159370,84	0,00
1300,00		295987326,83	-188948,90	0,00
1400,00		288892034,81	-218791,19	0,00
1500,00		277355905,48	-248897,72	0,00
1600,00		261378938,85	-279268,50	0,00
1700,00		240961134,91	-309903,52	0,00
1800,00		216102493,67	-340802,78	0,00
1900,00		186803015,12	-371966,28	0,00
2000,00		153062699,27	-403394,02	0,00
2100,00		114881546,11	-435086,00	0,00
2200,00		72259555,64	-467042,23	0,00
2300,00		25196727,87	-499262,69	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-515472,01	0,00

APPROVATO SDP

### Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2<sup>a</sup>fase

$$E_d = E\{\sum G1_{k,2^{a}fase} + \sum G2_{k,2^{a}fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1}\}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	167696,94	0,00
100,00		16043309,83	153424,86	0,00
200,00		30661789,36	139152,78	0,00
300,00		43855438,59	124880,70	0,00
400,00		55624257,51	110608,62	0,00
500,00		65968246,13	96336,54	0,00
600,00		74887404,45	82064,46	0,00
700,00		82381732,47	67792,38	0,00

Sez.X	Descrizione	M	V	T
800,00		88451230,18	53520,30	0,00
900,00		93095897,59	39248,22	0,00
1000,00		96315734,69	24976,14	0,00
1100,00		98110741,50	10704,06	0,00
1175,00	mezzeria	98521951,71	0,00	0,00
1200,00		98473933,53	-3568,02	0,00
1300,00		97391341,88	-17840,10	0,00
1400,00		94883919,93	-32112,18	0,00
1500,00		90951667,67	-46384,26	0,00
1600,00		85594585,11	-60656,34	0,00
1700,00		78812672,25	-74928,42	0,00
1800,00		70605929,08	-89200,50	0,00
1900,00		60974355,61	-103472,58	0,00
2000,00		49917951,84	-117744,66	0,00
2100,00		37436717,76	-132016,74	0,00
2200,00		23530653,39	-146288,82	0,00
2300,00		8199758,70	-160560,90	0,00
2350,00	appoggio	0,00	-167696,94	0,00

### 6.6.11 Reazioni massime agli appoggi

#### Forze Orizzontali

Azione longitudinale di frenamento q3 :	
Forza totale sull'impalcato Fxq	423450,00

#### Valori caratteristici reazioni verticali (Carichi di 1a fase)

Trave	peso trave	peso soletta+traversi
1	160380,72	168108,71
2	160380,72	163602,24
3	160380,72	163602,24
4	160380,72	163602,24
5	160380,72	163602,24
6	160380,72	163602,24
7	160380,72	163602,24
8	160380,72	228194,96

#### Valori caratteristici reazioni verticali (Carichi permanenti di 2a fase)

Trave	peso cordoli	permanentemente portati
1	129115,19	42394,14
2	56050,66	58684,55
3	10468,32	68501,18
4	-10592,91	72595,60
5	-14849,49	73495,98
6	-3294,10	73282,80
7	31995,46	73119,44
8	101451,98	73381,00

APPROVATO SDP

### Valori caratteristici reazioni verticali (Carichi da traffico)

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla Marciapiedi
1	-7953,93	-1911,87	0,00
2	-6541,27	-3361,20	0,00
3	3472,25	-2252,44	0,00
4	34291,96	6022,12	0,00
5	98973,70	28370,68	0,00
6	195535,40	69858,89	0,00
7	288179,68	125427,05	0,00
8	366252,87	182713,58	0,00

### Combinazione SLU P/T

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

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

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

Trave	Rz max	Rz min
1	672271,66	681357,43
2	592634,14	601072,22
3	556560,32	554260,99
4	586393,98	531969,97
5	699489,06	527574,16
6	901136,46	542854,16
7	1148619,11	590250,03
8	1512713,55	771608,83

### Combinazione SLE rara

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

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

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

Trave	Rz max	Rz min
1	499998,75	490132,94
2	438718,17	428815,71
3	404172,26	402952,45
4	426299,73	385985,65
5	509973,83	382629,45
6	659365,95	393971,66
7	842704,59	429097,86
8	1112375,11	563408,65

APPROVATO SDP

### Combinazione SLE frequente

$$E_d = E\{\sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k\}$$

$$E_d = E\{\sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_{1,W} \cdot W_k + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2}\}$$

$$E_d = E\{\sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k\}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	499998,75	493268,55
2	438718,17	432467,74
3	404655,66	402952,45
4	414113,47	385985,65
5	468208,00	382629,45
6	568566,77	393971,66
7	695403,44	429097,86
8	911183,74	563408,65

### Combinazione SLE quasi permanente

$$E_d = E\{\sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} + \psi_{2,W} \cdot W_k\}$$

$$E_d = E\{\sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 2} + \psi_{2,W} \cdot W_k\}$$

Trave	Rz max	Rz min
1	499998,75	499998,75
2	438718,17	438718,17
3	402952,45	402952,45
4	385985,65	385985,65
5	382629,45	382629,45
6	393971,66	393971,66
7	429097,86	429097,86
8	563408,65	563408,65

APPROVATO SDP


## 7 IMPALCATO: VERIFICHE

### 7.1 Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

Società di Progetto  
Brebemi SpA

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a





quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solido dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

## 7.2 Armature trave prefabbricata

### 7.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli : 6/10" area = 139,000 [mm<sup>2</sup>]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 125550,00

$A_p = 58,380$   $N_p = 7329609,00$  [N]  $Z_{g,p} = 17,95$

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
126,00	2		
65,00	2		
21,00	2		
16,00	2		
13,00	10	8	200,00
9,00	12	8	400,00
5,00	12	6	600,00
N. trefoli=	42	L tot guaine=	8400,00

## 7.3 Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

### 7.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Integrato e Firmato  
Brebemi SpA



Calcestruzzo	C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	5500,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	4000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,500
modulo elastico	3641611,39
peso specifico	0,0245
ritiro totale	-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli	25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta	25,5%
% ritiro da getto soletta a $t=inf.$	49%
coeff. di viscosità	2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a $t=inf.$	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 5500,00 = 4565,00$	N/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{ckj}$	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 4000,00 = 3320,00$	N/cm <sup>2</sup>

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 4565,00 / 1,5 = 2586,83$	N/cm <sup>2</sup>
al taglio dei trefoli	$f_{cdj}$	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3320,00 / 1,5 = 1881,33$	N/cm <sup>2</sup>

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 2586,83$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 383,19 / 1.2 = 319,33$
al taglio dei trefoli	$f_{ctj}$	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 309,89 / 1.2 = 258,25$


Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

$\sigma_{ej}$	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 2324,00$	N/cm <sup>2</sup>
---------------	------------------------	-------------	-------------------

a cadute avvenute :

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2739,00$	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
------------	----------------------	-------------	-------------------	---------------------------------

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 43 di 138
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 2054,25	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)
------------	-----------------------	-----------	-------------------	------------------------------

### 7.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,5
modulo elastico	3364277,77
peso specifico	0,0245
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,924

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	$f_{ck}$	= $0.83 \cdot R_{ck}$	= $0.83 \cdot 4000,00 = 3320,00$	N/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	-----------------------	----------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	$f_{cd}$	= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= $0.85 \cdot 3320,00 / 1,5 = 1881,33$	N/cm <sup>2</sup>
------------------	----------	---	--	-------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 1881,33$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	$f_{ct}$	= $f_{ctm} / 1.2$	= $309,89 / 1.2 = 258,25$
------------------	----------	-------------------	---------------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$\sigma_c$	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	= 1992,00	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. caratteristica rara)
$\sigma_c$	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	= 1494,00	N/cm <sup>2</sup>	(per comb. quasi permanente)

### 7.3.3 Acciaio per c.a.p.


Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400,00
Modulo elastico	20600000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 44 di 138
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{spi}$	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 184140,00 = 147312,00$	N/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{spi}$	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 167400,00 = 150660,00$	N/cm <sup>2</sup>

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a  $0.05 f_{p(1)k}$ .

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

$\sigma_{sp}$	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	133920,00	N/cm <sup>2</sup>
---------------	-----------------------------	-----------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{ptd}$	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 167400,00 / 1,15 = 145565,22$	N/cm <sup>2</sup>
-----------	--------------------------	----------------------------------	-------------------

### 7.3.4 Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento $f_{yk}$	45000,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15
modulo elastico	21000000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$\sigma_s$	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000,00 = 36000,00$	N/cm <sup>2</sup>
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$f_{yd}$	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 45000,00 / 1,15 = 39130,43$	N/cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------	--------------------------------	-------------------

## 7.4 Cadute di tensione

### 7.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

$-\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

Società di Progetto  
Brebemi SpA



- $\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza  $f_p$  del campione provato:

Acciaio	classe	$\rho_{1000}$
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ ;
- $f_{pk}$  è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- $t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	$\mu$	$\Delta\sigma_{pt}/\sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,682	0,036	3,60%

#### 7.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

$$\text{prefabbricati } \varepsilon_{cs1} = -0,00030$$

$$\text{getto in opera } \varepsilon_{cs2} = -0,00030$$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	-0,00030·20600000,00=	-6180,00	4,92%

#### 7.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$$\varphi_{inf,1} = 2,3 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

#### 7.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità

APPROVATO SDR

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

## 7.5 Stati limite di esercizio

### 7.5.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

#### PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

#### SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- $G_1$  = permanenti strutturali
- $G_2$  = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

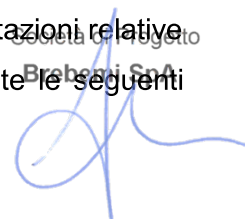
### 7.5.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

APPROVATO SDP

Progetto  
Bretas S.p.A.



classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

### 7.5.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 3641611,39$$

$$E_{soletta} = 3364277,77$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5. Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

#### Prima fase

VH BSB :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzeria [cm]
al taglio trefoli	-0,6834	0,00503	-0,00503	3,4806
al getto soletta	-1,0560	0,00367	-0,00367	2,5045
dopo maturazione	-1,0593	0,00368	-0,00368	2,5081

#### Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione soletta	postesi e cambio vincoli	t=inf.	Società di Progetto Trebemmi SpA
Spalla iniziale	0,0000	0,0000	0,0000	
Spalla finale	0,0000	0,0000	-0,2327	

APPROVATO SDP



Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0,00000	0,00000	0,00391
Spalla finale	0,00000	0,00000	-0,00391

Frecce in mezzeria [cm] :

campata	X	dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
		soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	1175,00	2,5081	-0,4165	-0,4165	-2,9505

## 7.6 Stati limite ultimi

### 7.6.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione  $\epsilon_{sp}$  dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

## 7.7 Verifica delle sezioni

### 7.7.1 Verifica sezione X=0,00: prima fase

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	0,00	0,00
2	-37,50	0,00
3	-71,90	113,00
4	-91,50	121,00
5	-97,50	121,00
6	-97,50	130,00
7	-63,00	130,00
8	-31,50	25,00
9	0,00	20,00
10	31,50	25,00
11	63,00	130,00

APPROVATO SDP



n.	Y	Z
12	97,50	130,00
13	97,50	121,00
14	91,50	121,00
15	71,80	113,00
16	37,50	0,00

$$A = 5338,350$$

$$J_f = 10205758,9043$$

$$Z_g = 58,83$$

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	5458,987	1,057347E7	57,60

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>
prima del getto	0,00
dopo getto 2a fase	0,00

### Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
prima del getto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long, inf}$
prima del getto	119357,40	0,00
dopo getto 2a fase	119357,40	0,00

### Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Le sollecitazioni flettenti sono nulle.

#### 7.7.2 Verifica sezione X=0,00: seconda fase

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
trave prefabbricata	0,00	0,00
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	100,0%	10354,89	8,2%

### Verifica tensionale in esercizio

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z	
1	0,00	0,00	
2	-37,50	0,00	
3	-71,90	113,00	
4	-91,50	121,00	
5	-97,50	121,00	
6	-97,50	130,00	
7	-63,00	130,00	
8	-31,50	25,00	
9	0,00	20,00	
10	31,50	25,00	
11	63,00	130,00	
12	97,50	130,00	
13	97,50	121,00	
14	91,50	121,00	
15	71,80	113,00	
16	37,50	0,00	fine prefabb.
17	0,00	0,00	
18	-98,00	155,00	getto in opera
19	184,00	155,00	(m=1,000)
20	184,00	130,00	
21	-98,00	130,00	
22	-98,00	155,00	

$$A = 12388,350$$

$$J_f = 31840713,8495$$

$$Z_g = 106,45$$

APPROVATO SDP

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

n.	Z	area	
1	3,00	8,042	4Ø16 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	$A_{id}$	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	12508,990	3,311919E7	105,45

Tensioni sul cls - VH BSB :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00

Società di Progetto

Brebem SpA

0,00

0,00

0,00

0,00

0,00

0,00

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai :

	$\sigma_{sp}$	$\sigma_{long,inf}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00

### Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

#### 7.7.3 Verifica sezione X=1175,00: prima fase

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	0,00	0,00
2	-37,50	0,00
3	-71,90	113,00
4	-91,50	121,00
5	-97,50	121,00
6	-97,50	130,00
7	-63,00	130,00
8	-31,50	25,00
9	0,00	20,00
10	31,50	25,00
11	63,00	130,00
12	97,50	130,00
13	97,50	121,00
14	91,50	121,00
15	71,80	113,00
16	37,50	0,00

$$A = 5338,350$$

$$J_f = 10205758,9043$$

$$Z_g = 58,83$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	126,00	2,780
2	65,00	2,780
3	21,00	2,780
4	16,00	2,780
5	13,00	13,900
6	9,00	16,680
7	5,00	16,680

$$A_p = 58,380$$

$$Z_{g,p} = 17,95$$

Sezione ideale (n=6,000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	5688,630	1,101375E7	56,31

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	1575,90	1,3%
rilassamento acciaio	30,6%	1870,57	1,5%

Sollecitazioni	M <sub>esterno</sub>	N <sub>precomp.</sub>	M <sub>precomp.</sub>
t=0 dopo taglio trefoli	90377806,74	-7128404,26	-291392420,21
prima del getto	90377806,74	-6465410,34	-264290786,15
dopo getto 2a fase	209733700,88	-6462743,33	-264181764,93

### Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-28,26	-2189,14
prima del getto	-81,87	-1942,55
dopo getto 2a fase	-880,42	-1332,29

Tensioni sugli acciai	$\sigma_{sp}$
t=0 dopo taglio trefoli	110759,14
prima del getto	100633,39
dopo getto 2a fase	103127,67

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	1575,90	1,3%
rilassamento acciaio	19,1%	1170,23	0,9%
viscosità cls	45,3%	8610,39	6,9%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	8,51	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	4,15	0,0%
viscosità cls	0,2%	33,01	0,0%

### Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon_{armature\ pretese}:\varepsilon_{sp,z=17,95}=0,00538$

fless.	Z asse neutro	Mr	$\varepsilon_{sup}$	Z $\varepsilon_{sup}$	$\varepsilon_{inf}$	Z $\varepsilon_{inf}$
(+)	33,87	5,795039E8	-0,00350	130,00	0,00105	5,00
(-)	28,78	-6,543537E7	0,01000	126,00	-0,00296	0,00

$M_{d,max} = 283140496,18 < 579503919,87$

### 7.7.4 Verifica sezione X=1175,00: seconda fase

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-880,63	-1331,30
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	3019,69	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	1473,32	1,2%
viscosità cls	54,5%	10354,89	8,2%

APPROVATO SDP

### Verifica tensionale in esercizio

Sezione di calcolo :

n.	Y	Z
1	0,00	0,00
2	-37,50	0,00
3	-71,90	113,00
4	-91,50	121,00
5	-97,50	121,00
6	-97,50	130,00
7	-63,00	130,00
8	-31,50	25,00
9	0,00	20,00
10	31,50	25,00
11	63,00	130,00

n.	Y	Z	
12	97,50	130,00	
13	97,50	121,00	
14	91,50	121,00	
15	71,80	113,00	
16	37,50	0,00	fine prefabb.
17	0,00	0,00	
18	-98,00	155,00	getto in opera
19	184,00	155,00	(m=0,924)
20	184,00	130,00	
21	-98,00	130,00	
22	-98,00	155,00	

$$A = 11851,444$$

$$J_f = 31083180,6375$$

$$Z_g = 104,81$$

Armature di precompressione :

n.	Z	area
1	126,00	2,780
2	65,00	2,780
3	21,00	2,780
4	16,00	2,780
5	13,00	13,900
6	9,00	16,680
7	5,00	16,680

$$A_p = 58,380$$

$$Z_{g,p} = 17,95$$

Sezione ideale (n=6,000)	A <sub>id</sub>	J <sub>f, id</sub>	Z <sub>g, id</sub>
	12201,720	3,390875E7	102,32

Tensioni sul cls - VH BSB :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-868,32	-868,32	-1039,66	-1039,66
t=inf.-SLE Rare	-868,32	-1208,41	213,87	-1039,66
t=inf.-SLE Frequenti	-868,32	-1113,07	-138,54	-1039,66
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-868,32	-949,72	-742,30	-1039,66

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-38,25	-38,25	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-38,25	-635,57	0,00	-302,81

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebem SPA

0,00  
-302,81

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-SLE Frequenti	-38,25	-467,93	0,00	-214,73
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-38,25	-180,74	0,00	-63,83

Tensioni sugli acciai :

	$\sigma_{sp}$
t=inf.-senza carichi	0,00
t=inf.-SLE Rare	110806,08
t=inf.-SLE Frequenti	109062,61
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	106075,64

### Verifica a rottura per flessione t=inf.


presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	17,95	0,00508

fless.	Z asse neutro	Mr	$\epsilon_{sup}$	Z $\epsilon_{sup}$	$\epsilon_{inf}$	Z $\epsilon_{inf}$
(+)	130,79	1,085963E9	-0,00193	155,00	0,01000	5,00
(-)	27,68	-6,71654E7	0,01000	126,00	-0,00282	0,00

$$M_{d,max} = 850135962,95 < 1085962719,35$$

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 56 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

## 8 SOLETTA

La condizione di verifica della soletta rispetto allo stato di fatto risulta immutata. Le verifiche della soletta di progetto, armata come quella esistente, sono implicitamente soddisfatte. Nonostante ciò di seguito è ripetuto il calcolo della soletta e le verifiche significative.

Nella soletta di completamento e di solidarizzazione delle travi in CAP dell'impalcato vengono disposti due strati di  $\phi 20 / 20$  trasversalmente all'impalcato e due strati  $\phi 12 / 20$  in direzione longitudinale.

Lo spessore della soletta di completamento è pari a 25 cm. Il carico accidentale nella situazione più gravosa è dato dal traffico stradale secondo lo schema di carico n°2 definito al par. 5.1.3.3.3 del D.M. 14-01-2008. Per tale schema di carico, è previsto un carico su un singolo asse pari a 400 kN distribuito su due impronte di dimensioni 35 x 60 cm.

Il carico dovuto al traffico si ripartisce, con un angolo di diffusione di  $45^\circ$ , nello spessore del ricoprimento (10 cm) e nella soletta (25 cm). Detto  $l_x$  l'interasse trave, per tenere in conto dell'effetto lastra, si suppone reagente una larghezza convenzionale pari a:

$$B = b + l_x / 2$$

dove con b si intende il lato minore dell'impronta di carico.

L'area di ripartizione del carico è pari a  $B \times L$ :

$$B = 35 + 125/2 + (10 + 25 / 2) \times 2 = 142,5 \text{ cm}$$

$$L = 60 + (10 + 25 / 2) \times 2 = 105 \text{ cm}$$

La pressione dovuta al traffico, secondo lo schema di carico n° 2, è quindi pari a:

$$p = 200 / (1,425 \times 1,05) = 134,0 \text{ kN/m}^2$$

Per il progetto delle armature della soletta si analizza una sezione di base unitaria. Il carico uniformemente distribuito dovuto al traffico è pari a:

$$q = 134,0 \text{ kN/m}$$

Il carico uniformemente distribuito equivalente al peso proprio della soletta è pari a:

$$q = 25 \times 1 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}$$

La lunghezza di libera inflessione minima per la soletta è considerata pari a 1.25 m.

### 8.1 Sollecitazioni sulla soletta

Il massimo momento in campata, dovuto al traffico, è pari a:  $134 \times 1,25^2 / 8 = 26,2 \text{ kNm}$

Il massimo taglio, dovuto al traffico, è pari a:  $134 \times 1,25 / 2 = 83,8 \text{ kN}$

Il massimo momento in campata, dovuto al peso proprio, è pari a: 1,22 kNm

La massima azione di taglio, dovuto al peso proprio, è pari a: 3,90 kN

Società di Progetto  
Brebemi SpA





Di seguito si riassumono le sollecitazioni in combinazione fondamentale SLU ed in quella caratteristica RARA:

		Peso proprio		Traffico		Combinazione	
		V	M	V	M	V	M
		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
STR	Max	5,07	1,59	113,13	35,37	118,20	36,96
RARA	Max	3,90	1,22	83,80	26,20	87,70	27,42

## 8.2 Verifiche SLU

### 8.2.1 Verifica a Taglio

$V_{sdu}$	118,20	kN
$M_{sdu}$	-	kNm
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$bw$	100	cm
$d$	19,00	cm
$Asl$	15,7	cm <sup>2</sup>
$c$	6,00	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$f_{cd}$	18,133	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd,0,05}$	1,356	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,0000	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	135,851	kN
$V_{Rd,min}$	106,400	kN

APPROVATO SDP

Il taglio sollecitante è inferiore a quello resistente: la verifica a taglio della soletta risulta soddisfatta senza necessità di aggiungere un'apposita armatura a taglio .

### 8.2.2 Verifica a Flessione

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15,71	6
			2	15,71	19

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

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

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

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

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

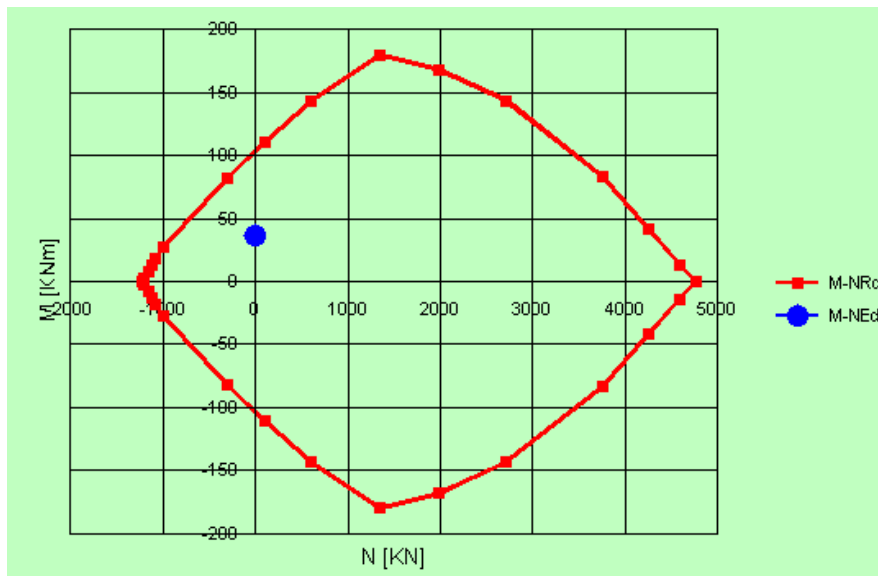
**Materiali**  
 B450C  C25/30

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9,75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,6  
 $\tau_{c1}$  1,829

$M_{xRd}$  103,7 kNm  
 $\sigma_c$  -14,17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  8,048 ‰  
 $d$  19 cm  
 $x$  5,759  $x/d$  0,3031  
 $\delta$  0,8189

**Parametri di calcolo**  
 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione della sezione ricade all'interno del dominio di resistenza:



La verifica a flessione della sezione risulta soddisfatta.

### 8.3 VERIFICHE SLE

### 8.3.1 Verifica di fessurazione

Caratteristiche dei materiali				
Coefficiente di omogeneizzazione	n =	15		
Classe cls	R <sub>ck</sub> =	40	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico acciaio	E <sub>s</sub> =	2,1E+05	N/mm <sup>2</sup>	
Caratteristiche geometriche della sezione				
Altezza	H =	25	cm	
Larghezza	B =	100	cm	
Area acciaio teso	A <sub>s</sub> =	15,71	cm <sup>2</sup>	
Coprifero baricentro acciaio teso	c <sub>s</sub> =	6	cm	
Area acciaio compresso	A' <sub>s</sub> =	15,71	cm <sup>2</sup>	
Coprifero acciaio compresso	c' <sub>s</sub> =	6	cm	
Ricoprimento barre più esterne tese	c =	5,0	cm	
Ricoprimento barre più interne tese	c+S =	5,0	cm	
Diametro massimo barre tese	Φ =	2	cm	
Sezione non fessurata: formazione fessure				
Momento flettente in condizioni di esercizio	M <sub>es</sub> =	27,42	kNm	
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	N <sub>es</sub> =	0,00	kN	
Resistenza media a trazione semplice del cls	f <sub>ctm</sub> =	3,16	N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	f <sub>ctk</sub> =	2,65	N/mm <sup>2</sup>	
Distanza baricentro da lembo compresso	X <sub>g</sub> =	12,50	cm	
Modulo di resistenza non fessurato	W <sub>sr</sub> =	12010	cm <sup>3</sup>	
Momento di formazione delle fessure	M <sub>lff</sub> =	31,86	kNm	
Trazione nel cls prodotta da M <sub>es</sub> ed N <sub>es</sub>	σ <sub>ct</sub> =	2,28	N/mm <sup>2</sup>	< f <sub>ctk</sub>

La sezione non si fessura e non è necessario il calcolo di apertura delle fessure.

## 8.4 Verifica connettori trave-soletta

Il valore di tensione tangenziale all'interfaccia trave soletta è dato da:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i)$$

dove:

$\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;

$V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale;

$z$  è il braccio della coppia interna della sezione composita;

$b_i$  è la larghezza dell'interfaccia

Si assume cautelativamente  $\beta=1$

Essendo  $V_{Ed}=1460\text{kN}$  si ottiene il seguente valore di tensioni tangenziali all'interfaccia:

$$v_{Edi}=1460000/(1500*600)=1,62\text{MPa}$$

La resistenza di progetto a taglio all'interfaccia è:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

APPROVATO SDP

dove:

$c$  e  $\mu$  sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

$f_{ctd}$  come definito nel punto 3.1.6 (2)P;

$\sigma_n$  tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che  $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$  e negativa se di trazione. Se  $\sigma_n$  è di trazione si raccomanda di assumere  $c f_{ctd}$  pari a 0;

$$\rho = A_s / A_i.$$

Si trascura il contributo relativo all'ingranamento e si valuta il solo contributo dell'adesione e delle barre di armatura. Considerando la superficie di contatto liscia si ottiene il seguente valore di resistenza di progetto:

$$v_{Rdi} = 0,2 * 1,20 + (3,14 * 12^2 / 4 * 4 * 10 / (2 * 300 * 1000)) * 391,3 * 0,6 = 2,01 \text{ MPa}$$

Essendo le tensioni di progetto inferiori alle resistenze di progetto la verifica nella sezione maggiormente sollecitata risulta soddisfatta.

## 8.5 Verifica chiodature a soletta esistente

Le chiodature realizzate per solidarizzare la soletta di progetto a quella esistente sono verificate a sfilamento. Esse sono verificate per il massimo momento negativo in direzione trasversale all'impalcato che viene determinato ipotizzando un vincolo di incastro perfetto ed adoperando lo schema a trave doppiamente incastrata.

Il momento sollecitante in combinazione SLU-STR è pari a:

$$M = 36,96 * 8 / 12 = 24,64 \text{ kNm}$$

Si determinano le tensioni di trazione nella chiodatura:

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	10,05	8

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  -24,64 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  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 C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $C_{c,adm}$  12,25  
 $C_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114


$\sigma_c$  -5,632 N/mm²  
 $\sigma_s$  162,8 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,8138 ‰  
 d 17 cm  
 x 5,809 x/d 0,3417  
 $\delta$  0,8671

Verifica  
 N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 61 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

La forza di trazione sulla chiodatura è pari a:

$$N_{Sd}=32,7\text{kN}$$

Il taglio sollecitante sul singolo inghisaggio in combinazione SLU-STR è pari a:

$$T=118,20/5=23,7\text{kN}$$

Per la chiodatura di progetto, realizzata con barre ad aderenza migliorata in fori riempiti di apposita malta cementizia, vengono forniti rispettivamente i seguenti valori indicativi di resistenza a trazione e taglio:

$$N_{Rd}=39,4\text{kN}$$

$$T_{Rd}=30,4\text{kN}$$

I valori di resistenza dell'inghisaggio sono superiori alle relative sollecitazioni e pertanto la verifica della chiodatura si ritiene soddisfatta.

## 8.6 Verifica coppelle prefabbricate

Le coppelle prefabbricate sono disposte per consentire il getto della soletta di finitura delle travi prefabbricate.

Ai fini del dimensionamento dell'armatura da predisporre nelle coppelle, si considera un tratto di larghezza unitaria. La soletta di completamento ha spessore di 25 cm.

Luce libera di calcolo massima: 125 cm

Larghezza di calcolo: 100 cm

Carico dovuto al getto fluido della soletta:  $q = 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 6.25 \text{ kN/m}$

Momento flettente in condizioni di esercizio:  $M = 6.25 \times 1.25^2 / 8 = 1.22 \text{ kNm} \rightarrow 1.3 \text{ kNm}$

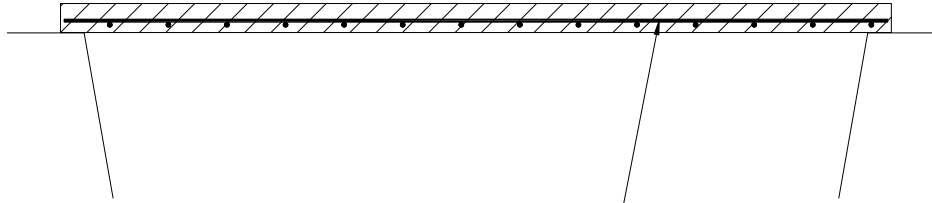
Azione di taglio in condizioni di esercizio:  $V = 6.25 \times 1.25 / 2 = 3.91 \text{ kNm} \rightarrow 4.0 \text{ kNm}$

Comb. STR:  $M = 1.3 \times 1.3 = 1.69 \text{ kNm}$

$$V = 4.0 \times 1.3 = 5.2 \text{ kNm}$$

Le coppelle di contenimento del getto della soletta sono armate con una rete elettrosaldata  $\phi 8/10 \times 10$ .

## COPPELLA DI CONTENIMENTO DEL GETTO



RETE ELETTRORALDATA  $\varnothing 8/10 \times 10$

Il momento resistente ultimo per una sezione 5 x 100 cm con copriferro minimo, è pari a 3,41kNm.

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° strati barre  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	5	1	5,03	2,5

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  kNm

M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

**Materiali**

**B450C**

$\epsilon_{su}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>

$E_s$   N/mm<sup>2</sup>

$E_s/E_c$

$\epsilon_{syd}$   ‰

$\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>

**C25/30**

$\epsilon_{c2}$   ‰

$\epsilon_{cu}$

$f_{cd}$

$f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\sigma_{c,adm}$

$\tau_{co}$

$\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$   ‰

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d

$\delta$

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

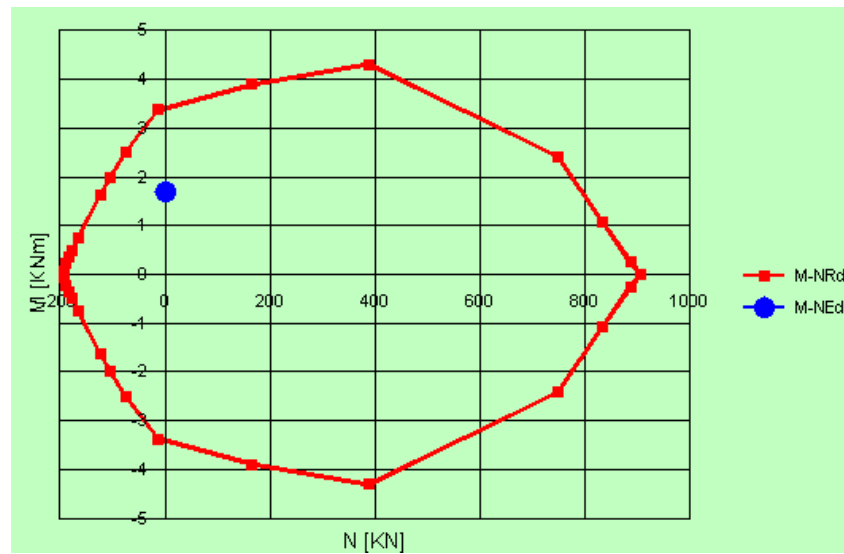
N° rett.

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

L<sub>o</sub>  cm **Col. modello**

Precompresso

Il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione della sezione ricade all'interno del dominio di resistenza:



La verifica a flessione della sezione risulta soddisfatta.

Il taglio resistente calcolato per la sezione in oggetto è pari a 22,1kN:

$V_{sdu}$	5,2	kN
$M_{sdu}$	-	kNm
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$	1,5	
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
$b_w$	100	cm
$d$	2,50	cm
$A_{sl}$	5,03	cm <sup>2</sup>
$c$	2,50	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1,57	rad
$f_{cd}$	14,167	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctd,0,05}$	1,119	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,304	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cp}$	0,0000	N/mm <sup>2</sup>
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	22,104	kN
$V_{Rd,min}$	12,374	kN

APPROVATO SDP

Il taglio sollecitante è inferiore a quello resistente e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Società di Progetto  
Brebemi SpA



## 9 PALI DI FONDAZIONE

Al di sotto dell'allargamento della spalla è prevista una coppia di pali di fondazione posizionati al medesimo interasse della palificata esistente. Le coppie di pali che costituiscono la fondazione della spalla esistente sono tutte equamente sollecitate. L'allargamento della fondazione con l'inserimento di una coppia di pali al medesimo interasse dei pali appartenenti alla palificata esistente, in virtù di un aumento proporzionale di soli pesi propri e spinte delle terre, garantisce una condizione simile a quella di progetto della parte in essere. In definitiva il comportamento della coppia di pali sui quali si fonda l'allargamento può essere cautelativamente assimilato a quello dei pali esistenti. Si ritengono quindi ancora validi i calcoli di PE che per comodità di consultazione vengono di seguito allegati.

Ai fini della valutazione delle azioni in testa ai pali di fondazione, si definisce la pianta pali nella figura seguente. La Spalla A è definita come "fissa", per il tipo di vincolamento scelto. La Spalla B è definita come "mobile". Le azioni longitudinali legate all'impalcato, fra le quali l'azione sismica e la forza di frenamento/accelerazione, sono trasmesse alla Spalla A.

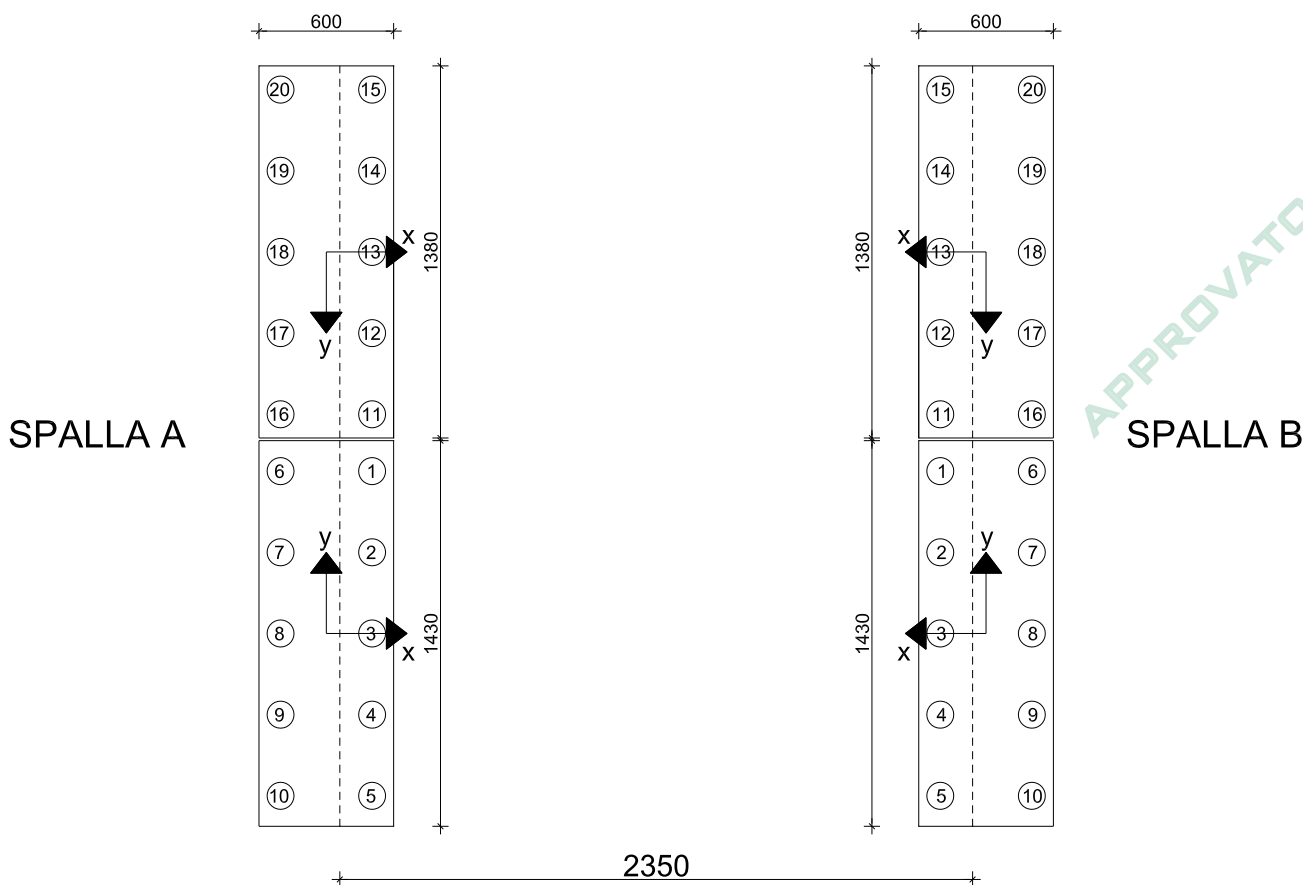
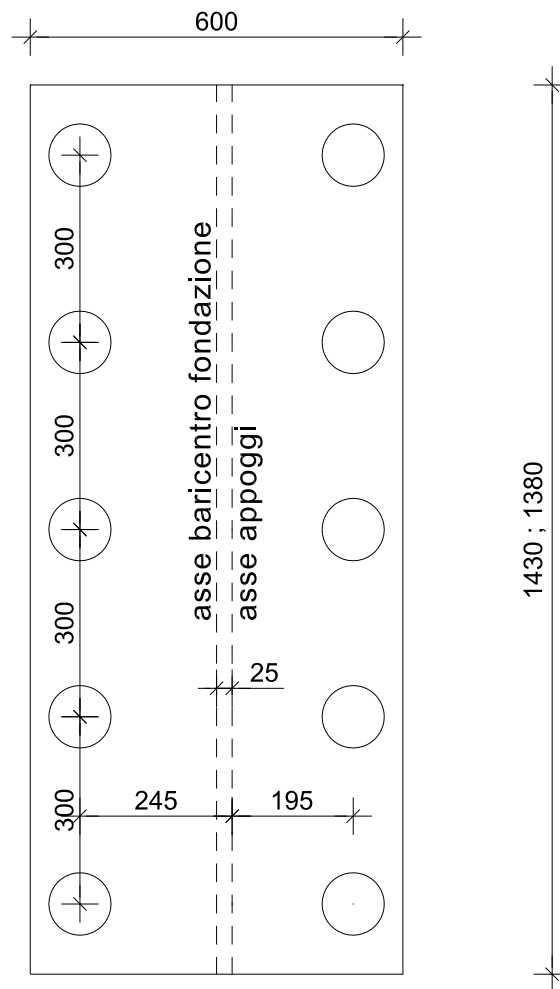


Figura 1: schema pianta pali esistenti





**Figura 2: dettaglio posizione pali di fondazione esistenti**

Le azioni in testa ai pali sono definite, sia per la Spalla A sia per la Spalla B, secondo il sistema di riferimento locale proprio di ogni gruppo di pali (sistema xy).

I pali 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 e 10 hanno azioni in testa definite in accordo al sistema di riferimento xy, con l'asse y diretto verso l'alto (nella **Figura 1**).

I pali 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 e 20 hanno azioni in testa definite in accordo al sistema di riferimento xy, con l'asse y diretto verso il basso (nella **Figura 1**).

Un palo risulta compresso se  $F_z > 0$ .

Un palo risulta in trazione se  $F_z < 0$ .

## 9.1 Azioni in testa ai pali di fondazione

Il calcolo delle azioni in testa ai pali è stato condotto considerando le azioni trasmesse dall'impalcato alle strutture di supporto e le spinte statiche e dinamiche dovute al terreno a tergo della spalla. Le azioni trasmesse dall'impalcato sono state considerate a distanza di 8.0 m dal piano di posa della fondazione: le azioni orizzontali, quali la frenatura e il sisma, generano quindi un momento ribaltante intorno all'asse Y (MY)(vedi **Figura 1**). La posizione dell'asse degli appoggi dell'impalcato, rispetto al baricentro della fondazione, può provocare un momento ribaltante intorno all'asse Y (MY): in questo caso la distanza fra asse appoggi e asse fondazione è pari a 0.25 m.

Nel seguito si elencano le azioni agenti alla base della fondazione, alla quota testa pali, per le diverse condizioni di carico considerate. Le combinazioni di carico sono state in seguito elaborate per massimizzare i diversi aspetti che caratterizzano il progetto dei pali di fondazione.

L'azione sismica di progetto è stata valutata considerando la presenza del 20% del traffico veicolare da normativa. Le reazioni vincolari che derivano dall'analisi numerica dell'impalcato sono elencate nel seguito per la Spalla A e per la Spalla B.


### Spalla A:

	FX	FY	FZ
	KN	KN	KN
PERMANENTI	0.00	0.00	3004.25
MAX TRAFF.	0.00	0.00	2011.39
MIN TRAFF.	0.00	0.00	-140.89
FRENATURA	430.05	0.00	0.00
SISMA-SLV X	1482.00	0.00	0.00
SISMA-SLD X	670.00	0.00	0.00
SISMA-SLV Y	0.00	1482.00	0.00
SISMA-SLD Y	0.00	670.00	0.00
VENTO	0.00	113.98	0.00
PERMANENTI NON STRUTT.	0.00	0.00	0.00
RES. PARASS. VINCOLI	300.42	150.21	0.00

### Spalla B:

	FX	FY	FZ
	KN	KN	KN
PERMANENTI	0.00	0.00	3004.25
MAX TRAFF.	0.00	0.00	2011.39
MIN TRAFF.	0.00	0.00	-140.89
FRENATURA	0.00	0.00	0.00
SISMA-SLV X	0.00	0.00	0.00
SISMA-SLD X	0.00	0.00	0.00
SISMA-SLV Y	0.00	1482.00	0.00
SISMA-SLD Y	0.00	670.00	0.00
VENTO	0.00	113.98	0.00
PERMANENTI NON STRUTT.	0.00	0.00	0.00
RES. PARASS. VINCOLI	0.00	150.21	0.00

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SVAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 67 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

I principali risultati numerici, necessari per il dimensionamento strutturale dei pali di fondazione, sono riassunti nelle tabelle seguenti.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



PALO

	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10			
	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY		
STR	2	1006.8	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0	22.2	3450.0
GEO	4	1020.5	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0	22.2	3070.0
RARA	33	741.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3	14.8	2452.3
FREQ	37	581.9	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8	7.8	2167.8
Q.P.	40	701.7	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8	7.8	2068.8
E-SLV X	45-X	584.9	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8	7.8	2041.8
E-SLD X	69-X	333.4	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2	7.8	1032.2
E-SLV Y	53-Y	584.9	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8
E-SLD Y	69-Y	584.9	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4
	73-Y	580.4	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8

PALO

	11		12		13		14		15		16		17		18		19		20			
	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY	FX	FY		
STR	2	974.1	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2	22.0	3379.2
GEO	6	795.9	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4	22.0	2756.4
RARA	33	677.0	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4	14.7	2392.4
FREQ	36	628.2	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1	14.7	2411.1
Q.P.	40	677.4	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0	7.7	2195.0
E-SLV X	53-X	584.9	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8	7.7	2068.8
E-SLD X	69-X	333.4	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2	7.7	1032.2
E-SLV Y	53-Y	584.9	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8	108.9	2177.8
E-SLD Y	69-Y	584.9	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4	43.9	2090.4
	73-Y	580.4	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8	113.6	2271.8

Figura 3: azioni in testa ai pali (Spalla A)

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10						
	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ					
STR	4	987.6	22.2	3232.5	988.3	22.2	3294.6	999.0	22.2	3336.8	1000.4	22.2	3307.9	997.6	21.2	1714.4	988.3	21.2	1712.5	999.0	22.2	1654.7	1000.4	21.2	1625.6
GEO	8	812.9	22.2	2660.2	813.6	22.2	2651.2	814.3	22.2	2632.3	815.7	22.2	2564.5	812.9	21.2	1318.4	813.6	21.2	1289.5	814.3	22.2	1231.7	815.7	21.2	1202.8
	20	909.6	19.1	2732.3	910.2	19.1	2707.5	910.8	19.1	2682.6	911.4	19.1	2632.8	909.6	18.2	1009.4	910.2	18.2	984.5	910.8	19.1	958.6	911.4	18.2	909.9
	33	661.9	14.7	2337.8	662.4	14.7	2318.7	662.9	14.7	2299.5	663.3	14.7	2280.4	662.9	14.0	1316.3	662.4	14.0	1297.1	662.9	14.7	1278.0	663.3	14.0	1239.7
	34	661.9	14.7	2287.7	662.4	14.7	2268.7	662.9	14.7	2249.5	663.3	14.7	2230.4	662.9	14.0	1271.7	662.4	14.0	1252.6	662.9	14.7	1233.4	663.3	14.0	1195.2
	35	661.4	22.4	2301.8	662.2	22.4	2272.7	662.9	22.4	2243.5	663.6	22.4	2214.4	662.2	21.3	1265.2	662.9	21.3	1236.1	662.9	22.4	1204.3	663.6	21.3	1175.1
	36	713.2	14.7	2380.5	713.6	14.7	2361.4	714.1	14.7	2342.2	714.6	14.7	2323.1	714.1	14.7	1248.0	713.6	14.7	1218.9	714.1	14.7	1190.6	715.1	14.7	1151.1
	85	661.6	19.4	2294.0	662.3	19.4	2264.9	662.9	19.4	2245.8	663.5	19.4	2216.7	662.3	18.5	1305.6	662.9	18.5	1276.5	662.9	19.4	1248.2	664.1	18.5	1183.0
	37	549.7	7.7	1923.2	549.9	7.7	1904.1	550.2	7.7	1885.0	550.4	7.7	1865.9	550.2	7.3	1305.6	549.7	7.3	1276.5	550.2	7.7	1177.5	550.7	7.3	1167.5
	39	549.7	7.7	1923.2	549.9	7.7	1904.1	550.2	7.7	1885.0	550.4	7.7	1865.9	550.2	7.3	1305.6	549.7	7.3	1276.5	550.2	7.7	1177.5	550.7	7.3	1167.5
	40	662.4	7.7	2140.4	662.6	7.7	2121.3	662.9	7.7	2102.2	663.1	7.7	2083.1	662.9	7.3	1155.4	662.6	7.3	1126.3	662.9	7.7	1107.5	663.4	7.3	1115.3
	41	549.7	7.7	1923.2	549.9	7.7	1904.1	550.2	7.7	1885.0	550.4	7.7	1865.9	550.2	7.3	1305.6	549.7	7.3	1276.5	550.2	7.7	1177.5	550.7	7.3	1167.5
	45+Y	508.7	105.2	1930.7	508.9	105.2	1911.6	509.2	105.2	1892.5	509.4	105.2	1873.4	509.2	104.8	1322.1	508.7	104.8	1293.0	509.2	105.2	1264.1	509.4	104.8	1019.6
	53+Y	549.7	105.2	2054.4	549.9	105.2	2035.3	550.2	105.2	2016.2	550.4	105.2	1997.1	550.2	104.8	1338.8	549.7	104.8	1309.7	550.2	105.2	1280.8	550.4	104.8	1036.3
	57+Y	539.9	257.0	2448.6	540.5	257.0	2429.5	541.1	257.0	2410.4	541.7	257.0	2391.3	541.1	257.0	1356.8	539.9	257.0	1327.7	541.1	257.0	1308.6	541.7	257.0	1289.5
	61+Y	508.7	42.5	1846.4	508.9	42.5	1827.3	509.2	42.5	1808.2	509.4	42.5	1789.1	509.2	42.5	1368.0	508.7	42.5	1338.9	509.2	42.5	1320.8	509.4	42.5	1301.9
	69+Y	549.7	42.5	1970.1	549.9	42.5	1951.0	550.2	42.5	1931.9	550.4	42.5	1912.8	550.2	42.5	1468.0	549.7	42.5	1438.9	550.2	42.5	1420.8	550.4	42.5	1403.9
	73+Y	545.3	111.2	2148.8	547.7	111.2	2129.7	549.1	111.2	2110.6	551.5	111.2	2091.5	551.5	111.2	1504.4	545.3	111.2	1475.3	551.5	111.2	1456.2	551.5	111.2	1437.1

	11		12		13		14		15		16		17		18		19		20						
	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ	FX	FZ					
STR	4	982.6	22.0	3219.4	983.3	22.0	3190.7	984.1	22.0	3162.0	984.8	22.0	3133.3	985.5	22.0	1690.5	983.3	21.0	1661.8	984.1	22.0	1604.4	985.5	21.0	1575.7
GEO	8	784.4	22.0	2596.6	785.1	22.0	2567.9	785.8	22.0	2539.2	786.5	22.0	2510.5	787.3	21.0	1280.7	785.1	21.0	1252.0	785.8	22.0	1194.6	787.3	21.0	1165.9
	20	909.6	19.1	2732.3	910.2	19.1	2707.5	910.8	19.1	2682.6	911.4	19.1	2632.8	909.6	18.2	1009.4	910.2	18.2	984.5	910.8	19.1	958.6	911.4	18.2	909.9
	33	661.9	14.7	2337.8	662.4	14.7	2318.7	662.9	14.7	2299.5	663.3	14.7	2280.4	662.9	14.0	1316.3	662.4	14.0	1297.1	662.9	14.7	1278.0	663.3	14.0	1239.7
	34	661.9	14.7	2287.7	662.4	14.7	2268.7	662.9	14.7	2249.5	663.3	14.7	2230.4	662.9	14.0	1271.7	662.4	14.0	1252.6	662.9	14.7	1214.3	663.3	14.0	1195.2
	35	661.4	22.4	2301.8	662.2	22.4	2272.7	662.9	22.4	2243.5	663.6	22.4	2214.4	662.2	21.3	1265.2	662.9	21.3	1236.1	662.9	22.4	1204.3	663.6	21.3	1175.1
	36	713.2	14.7	2380.5	713.6	14.7	2361.4	714.1	14.7	2342.2	714.6	14.7	2323.1	714.1	14.7	1248.0	713.6	14.7	1218.9	714.1	14.7	1190.6	715.1	14.7	1151.1
	85	661.6	19.4	2294.0	662.3	19.4	2264.9	662.9	19.4	2245.8	663.5	19.4	2216.7	662.3	18.5	1305.6	662.9	18.5	1276.5	662.9	19.4	1248.2	664.1	18.5	1183.0
	37	549.7	7.7	1923.2	549.9	7.7	1904.1	550.2	7.7	1885.0	550.4	7.7	1865.9	550.2	7.3	1305.6	549.7	7.3	1276.5	550.2	7.7	1177.5	550.7	7.3	1167.5
	39	549.7	7.7	1923.2	549.9	7.7	1904.1	550.2	7.7	1885.0	550.4	7.7	1865.9	550.2	7.3	1305.6	549.7	7.3	1276.5	550.2	7.7	1177.5	550.7	7.3	1167.5
	40	662.4	7.7	2140.4	662.6	7.7	2121.3	662.9	7.7	2102.2	663.1	7.7	2083.1	662.9	7.3	1155.4	662.6	7.3	1126.3	662.9	7.7	1107.5	663.4	7.3	1115.3
	41	549.7	7.7	1923.2	549.9	7.7	1904.1	550.2	7.7	1885.0	550.4	7.7	1865.9	550.2	7.3	1305.6	549.7	7.3	1276.5	550.2	7.7	1177.5	550.7	7.3	1167.5
	45+Y	508.7	105.2	1930.7	508.9	105.2	1911.6	509.2	105.2	1892.5	509.4	105.2	1873.4	509.2	104.8	1322.1	508.7	104.8	1293.0	509.2	105.2	1264.1	509.4	104.8	1019.6
	53+Y	549.7	105.2	2054.4	549.9	105.2	2035.3	550.2	105.2	2016.2	550.4	105.2	1997.1	550.2	104.8	1338.8	549.7	104.8	1309.7	550.2	105.2	1280.8	550.4	104.8	1036.3
	57+Y	539.9	257.0	2448.6	540.5	257.0	2429.5	541.1	257.0	2410.4	541.7	257.0	2391.3	541.1	257.0	1356.8	539.9	257.0	1327.7	541.1	257.0	1308.6	541.7	257.0	1289.5
	61+Y	508.7	42.5	1846.4	508.9	42.5	1827.3	509.2	42.5	1808.2	509.4	42.5	1789.1	509.2	42.5	1368.0	508.7	42.5	1338.9	509.2	42.5	1320.8	509.4	42.5	1301.9
	69+Y	549.7	42.5	1970.1	549.9	42.5	1951.0	550.2	42.5	1931.9	550.4	42.5	1912.8	550.2	42.5	1468.0	549.7	42.5	1438.9	550.2	42.5	1420.8	550.4	42.5	1403.9
	73+Y	545.3	111.2	2148.8	547.7	111.2	2129.7	549.1	111.2	2110.6	551.5	111.2	2091.5	551.5	111.2	1504.4	545.3	111.2	1475.3	551.5	111.2	1456.2	551.5	111.2	1437.1

Figura 4: azioni in testa ai pali (Spalla B)

APPROVATO SDP



## 9.2 Verifica capacità portante

La verifica della capacità portante del palo è stata effettuata facendo ricorso agli abachi di dimensionamento della lunghezza dei pali presenti nella relazione geotecnica. I criteri per il dimensionamento dei pali sono i seguenti:

- Limitare le pressioni di esercizio sui pali trivellati a 5 MPa; i pali hanno diametro pari a 1 m: la compressione limite in condizioni di esercizio è quindi pari a circa 3925 kN.
- Definire la lunghezza del palo in modo che in condizioni di esercizio il carico agente sul palo non superi 1.25 volte la resistenza laterale del palo in combinazione 1 (vale a dire che la resistenza laterale del palo in combinazione 1 sia almeno l'80% del carico d'esercizio agente sul palo stesso).
- Il carico agente sul singolo palo deve essere aumentato con il coefficiente 1.1 per tenere in considerazione gli effetti di gruppo.

Le azioni massime agenti in testa ai pali di fondazione sono riassunte nel seguito:

Approccio 1 Combinazione 1 (STR):  $N_{\max} = 3480 \text{ kN}$

Approccio 1 Combinazione 2 (GEO):  $N_{\max} = 2931.3 \text{ kN}$

Combinazione sismica SLV:  $N_{\max} = 3203.2 \text{ kN}$

Combinazione esercizio RARA:  $N_{\max} = 2567.3 \text{ kN}$

Valori per la verifica utilizzando l'abaco della relazione geotecnica realizzato per la combinazione 1 (STR):

STR:  $N = 3480 \text{ kN} \times 1.1 = \mathbf{3828 \text{ kN}}$

RARA:  $N = 2567.3 \text{ kN} \times 1.1 = 2824.03 \text{ kN}$

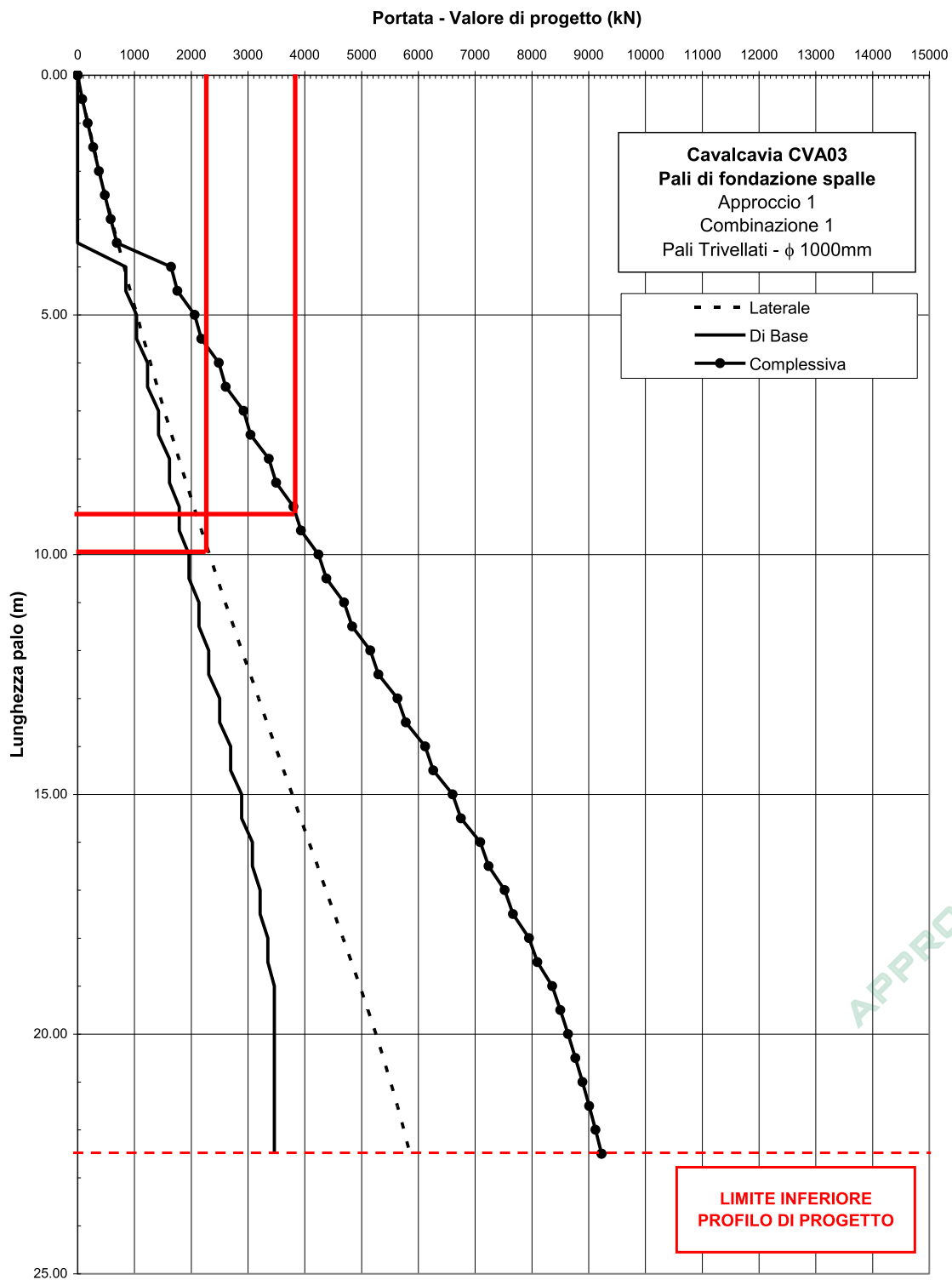
$2824.03 \times 0.80 = \mathbf{2259.22 \text{ kN}}$

Per la combinazione di esercizio, dato lo stato tensionale presente, il criterio che limita la pressione massima sui pali a 5 MPa risulta soddisfatto ( $2824.03 \text{ kN} < 3925 \text{ kN}$ )

Valori per la verifica utilizzando l'abaco della relazione geotecnica realizzato per la combinazione 2 (GEO):

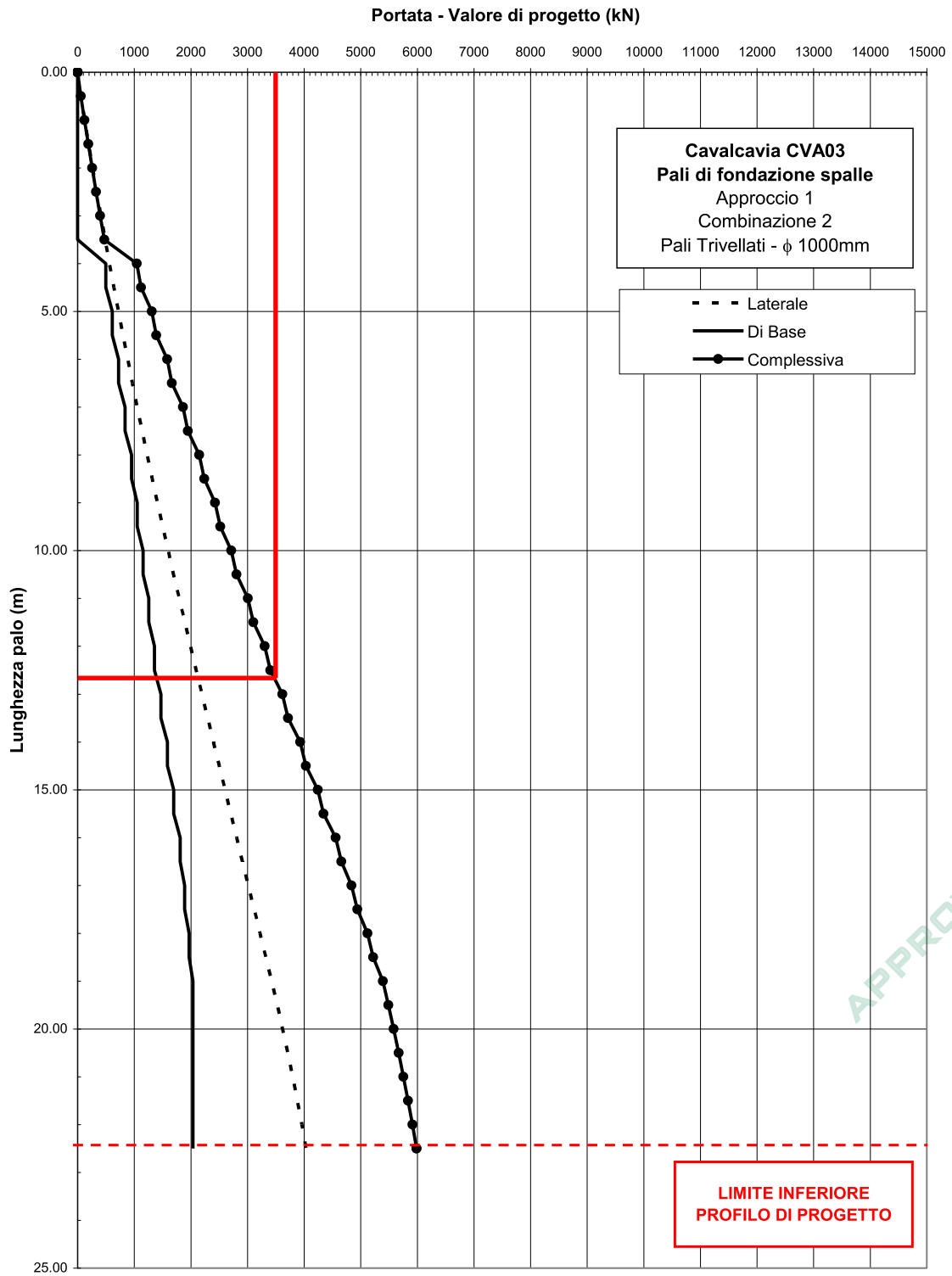
GEO:  $N = 2931.3 \text{ kN} \times 1.1 = \mathbf{3224.43 \text{ kN}}$

SLV:  $N = 3203.2 \text{ kN} \times 1.1 = \mathbf{3523.52 \text{ kN}}$



APPROVATO SDP

Figura 5: abaco per dimensionamento Combinazione 1 (STR)



APPROVATO SDP

Figura 6: abaco per dimensionamento Combinazione 2 (GEO)



Utilizzando gli abachi ricavati dalla relazione geotecnica, i pali necessitano di una lunghezza minima di 13 m. Tale valore è stato confermato anche dal progettista geotecnico. I pali di fondazione hanno quindi una lunghezza di 13 m.

### 9.3 Azioni interne nel palo e progetto armatura

In accordo a quanto riportato nella relazione geotecnica del Lotto 0A, si utilizzano i diagrammi dell'andamento del momento flettente e dell'azione tagliante nel palo, per le combinazioni considerate dimensionanti.

Nel seguito sono riportate le combinazioni N, V, M [kN; m]. Il taglio e il momento flettente sono stati valutati in due sezioni del palo, rispettivamente in testa al palo ed alla profondità indicata per ognuna delle combinazioni. Tale distinzione è utile al fine dell'ottimizzazione dell'armatura longitudinale e trasversale del palo di fondazione.

COMB.	N [kN]	$V_{TESTA}$ [kN]	$M_{TESTA}$ [kNm]
STR	3184.1	857.6	1276
STR	1429.3	857.6	1276
STR	1004.6	679.8	997
STR	965.8	658.4	964
SLV	93.6	981	1660
SLV	3027	981	1660
SLV	83.1	949.8	1570
SLV	2939.1	949.8	1570

COMB.	N [kN]	$V_{TESTA}$ [kN]	$M_{prof}$ [kNm]	prof. [m]
STR	3263	857.6	350	4.0
STR	1508	857.6	350	4.0
STR	1084	679.8	250	4.0
STR	1045	658.4	250	4.0
SLV	173	981	450	4.0
SLV	3106	981	450	4.0
SLV	162	949.8	450	4.0
SLV	3018	949.8	450	4.0

APPROVATO SDP

COMB.	N [kN]	V <sub>TESTA</sub> [kN]	V <sub>prof</sub> [kNm]	prof. [m]
STR	3224	857.6	400	2.0
STR	1469	857.6	400	2.0
STR	1045	679.8	310	2.0
STR	1006	658.4	300	2.0
SLV	134	981	550	2.0
SLV	3067	981	550	2.0
SLV	123	949.8	520	2.0
SLV	2979	949.8	520	2.0

La verifica a presso-flessione del palo allo stato limite ultimo è condotta con il software "VCa-SLU" distribuito dal Prof. Gelfi.

Viene prevista un'armatura longitudinale costituita da due corone di 16  $\varnothing 26$  per i primi 2 m del palo di diametro 100 cm. Per i metri successivi (11 m) si dispone un'armatura longitudinale costituita da una corona di 16  $\varnothing 26$ .

**Verifica C.A. S.L.U. - File: BDY01E-CVA03-palo 2 corone\_Lima2**

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: 16
- Diametro barre: 2.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 6 [cm]

**N° barre:** 16 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
12	5.31	0	-38
13	5.31	14.5	-35.1
14	5.31	26.9	-26.9
15	5.31	35.1	-14.5
16	5.31	38	0

**Tipo Sezione**

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sezioni Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

H<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione II**

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN: 0, yN: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 2,214 kN m

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 10 ‰,  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 210,000 N/mm²,  $f_{cd}$ : 14.11 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15,  $f_{tc}/f_{cd}$ : 1 ‰  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.863 ‰,  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²,  $\tau_{co}$ : 0.6,  $\tau_{c1}$ : 1.829

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

$\sigma_c$ : -14.11 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 7.148 ‰  
 d: 94 cm  
 x: 30.9 x/d: 0.3287  
 $\delta$ : 0.8509

Figura 7: verifica SLU palo (2 corone)

**Verifica C.A. S.L.U. - File: BDY01E-CVA03-palo 1 corona\_Lima2**

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: 16  
 Diametro barre: 2,6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

**P.to applicazione N**

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

**Tipo rottura**

Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 10 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 210,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.11  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{c0}/f_{cd}$ : 1  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.863 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6  
 $\tau_{c1}$ : 1.829

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviato

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-II  
 L<sub>o</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

**Calcoli:**

M<sub>xRd</sub>: 1,258 kN m  
 $\sigma_c$ : -14.11 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.283 ‰  
 $\epsilon_s$ : 10 ‰  
 d: 94 cm  
 x: 23.24 x/d: 0.2472  
 $\delta$ : 0.749

Figura 8: verifica SLU palo (1 corona)

Il momento resistente per le due configurazioni è pari a:

$$16\varphi 26 + 16 \varphi 26: \quad M_{Rd} = 2214 \text{ kNm}$$

$$16 \varphi 26 \quad M_{Rd} = 1258 \text{ kNm}$$

Per la verifica a taglio si utilizza una procedura indicata nel Bollettino CEB nr. 137, allegato 5, studio di Paul Regan. Si analizza una sezione rettangolare equivalente con le seguenti caratteristiche:

$$b_e = 0.9 D$$

base equivalente

$$d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2)$$

altezza equivalente

$$D = 100 \text{ cm}$$

$$d = D - 2 \times \text{copriferro} = 88 \text{ cm}$$

$$b_e = 90 \text{ cm}$$

$$d_e = 69.32 \text{ cm}$$

$$h_e = 83.5 \text{ cm}$$

$$V_{max} = 981 \times 1.1 = 1079.1 \text{ kN}$$

taglio massimo per i primi 2 m di palo

$$V_{max} = 550 \times 1.1 = 605 \text{ kN}$$

taglio massimo per i successivi 11 m

Si dispongono staffe  $\varnothing 18 / 10$  sul lato esterno e  $\varnothing 18 / 60$  interni per i primi 2 m a partire da testa palo. Per i metri successivi si dispongono staffe  $\varnothing 18 / 20$  solo sul lato esterno.

Il taglio resistente dovuto alla presenza staffe  $\varnothing 18 / 10$  è pari a: 1242 kN

Il taglio resistente dovuto alla presenza staffe  $\varnothing 18 / 20$  è pari a: 621 kN

Per il dettaglio relativo alle armature dei pali di fondazione si rimanda alle tavole del Progetto Esecutivo.

### 9.3.1 Verifica fessurazione e tensioni in esercizio

#### Sollecitazioni e calcolo per i primi 2 m di palo

	N [kN]	M [kNm]	fess. [mm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
COMBO	1257.8	941.6	0.16	-	-
FREQ	1217.7	906.4	0.15	-	-
FREQ	2288.9	856.9	0.07	-	-
Q.P.	1282.4	858	0.12	-9.28	138.1
Q.P.	1241.4	826.1	0.12	-8.94	132.6
Q.P.	2150.3	856.9	0.08	-9.44	92.7
RARA	1176.2	1016.4	-	-10.91	183.7
RARA	1133.5	981.2	-	-10.53	177.5
RARA	2582.9	1013.1	-	-11.17	107.7

#### Sollecitazioni e calcolo per i successivi 11 m di palo

	N [kN]	M [kNm]	fess. [mm]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
COMBO	1257.8	231	0	-	-
FREQ	1217.8	221.1	0	-	-
FREQ	2288.9	207.9	0	-	-
Q.P.	1282.4	209	0	-3.1	1.7
Q.P.	1241.4	200.2	0	-3.0	1.4
Q.P.	2150.3	207.9	0	-4.06	<0
RARA	1176.2	250.8	-	-3.5	10.83
RARA	1133.5	242.0	-	-3.4	10.49
RARA	2582.9	249.7	-	-4.9	<0

L'apertura delle fessure è ovunque minore di 0.2 mm e quindi la verifica è soddisfatta.


I limiti per le tensioni in esercizio per le combinazioni RARA e QUASI PERMANENTE sono i seguenti:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 24.9 = 14.94 \text{ MPa (RARA)}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 0.45 \times 24.9 = 11.20 \text{ MPa (Q.P.)}$$

$$\sigma_s < 0.8 f_{Yk} = 0.8 \times 450 = 360 \text{ MPa}$$

Le verifiche delle tensioni in esercizio sono soddisfatte.

	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX200000100	REV. A00	FOGLIO 77 di 138
--	---------------------------------	--	-------------	---------------------

## 10 VERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRA DI FONDAZIONE

La verifica a punzonamento della piastra di fondazione viene effettuata in accordo a quanto stabilito al paragrafo 4.1.2.1.3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni con riferimento al Decreto Ministeriale 09-01-1996 per le formule di “comprovata validità” (paragrafo 4.2.2.5 D.M. 09-01-1996).

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \times \pi \times 2500 \times 1500 \times 1.32 / 1000 = 7775 \text{ kN}$$

Dove:

u: è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della lastra;

h: spessore della fondazione;

$f_{ctd}$ : resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo ( $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$ ).

La massima azione di compressione sul palo è pari a 3480 kN. La verifica è quindi soddisfatta.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



## 11 SPALLA

L'ampliamento della spalla è stato progettato mantenendo sezioni mediamente maggiori o uguali a quelle della spalla esistente. Essendo le sollecitazioni per unità di lunghezza rimaste invariate rispetto a quelle che caratterizzano la spalla esistente non è necessario effettuare nuovamente il calcolo strutturale. Di fatti restano valide le verifiche di progetto della struttura esistente che per completezza vengono di seguito allegate.

### 11.1 Paraghiaia

Per il dimensionamento delle armature per il paraghiaia della spalla di appoggio dell'impalcato, si utilizza un foglio di calcolo, ampiamente testato, aderente alla normativa D.M. 14-01-2008, comprendendo anche le verifiche sismiche necessarie in base alla localizzazione geografica dell'opera.

Il sovraccarico dovuto al traffico veicolare a tergo del paraghiaia è stato valutato in accordo al paragrafo C5.1.3.3.7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008 con relativa Circolare esplicativa n. 617 del 02-02-2009. Il sovraccarico distribuito dovuto al traffico veicolare è pari a:

$$q = (600) \text{ kN} / (3.0 \text{ m} \times 2.2 \text{ m}) = 90.9 \text{ kN/m}^2$$

A questo valore si somma il contributo pari a  $9 \text{ kN/m}^2$ .

Il sovraccarico distribuito di calcolo è quindi pari a  $100 \text{ kN/m}^2$ .

Le sollecitazioni alla base del paraghiaia sono state calcolate con una procedura specifica, considerando un sovraccarico a tergo del paraghiaia di  $100 \text{ kN/mq}$  in accordo al paragrafo C5.1.3.3.7.1 delle NTC2008, separatamente dalle analisi geotecniche. Il modello di calcolo geotecnico, reperibile nella relazione geotecnica (doc. 1070504ROEC0ACVA03000400100A), è valido per il solo dimensionamento dei pali di fondazione.

#### CALCOLO MURI IN C.A.

**TITOLO:** PARAGHIAIA

#### PARAMETRI GEOMETRICI

##### Elevazione

H [m]	2.50	Altezza del terreno dall' estradosso della fondazione
DH [m]	0.00	Altezza del muro sopra il terreno
Htot [m]	2.50	Altezza totale del muro
p ant. [%]	0.00	Pendenza del paramento anteriore
p pos. [%]	0.00	Pendenza del paramento posteriore
Ss [m]	0.40	Spessore trasversale del muro in sommità all'elevazione
Sb [m]	0.40	Spessore trasversale del muro alla base dell'elevazione
Profond.	1.00	Profondità del tratto di struttura investigato

**PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO (D.M. 14-01-2008)**

ag [g]	0.23	Accelerazione orizzontale del terreno
F <sub>o</sub>	2.47	Valore massimo del fattore di amplif. dello spettro in acceler. orizz.
Cat. Suolo	B	Categoria del sottosuolo
Cat. Topogr.	T1	Coefficiente di amplificazione topografica
S <sub>s</sub>	1.17	Coefficiente legato alla stratigrafia del suolo
S <sub>T</sub>	1.00	Coefficiente legato alla topografia del sito
S	1.17	Coeff. che comprende effetto amplif. stratigr.(S <sub>s</sub> ) e amplif. topogr.(S <sub>T</sub> )
β <sub>m</sub>	0.31	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
a <sub>max</sub> [g]	0.27	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
Kh	0.08	Coefficiente sismico orizzontale
Kv	0.04	Coefficiente sismico verticale
θ1 [°]	4.95	arctg [ Kh / (1-Kv) ]
θ2 [°]	4.56	arctg [ Kh / (1+Kv) ]

**PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO**

P [kN/mc]	20.00	Peso specifico del terreno
fi [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno adiacente elevazione
fi t [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno di fondazione
fi ass[°]	38.00	Angolo di attrito assunto per calcolo spinte
c att	0.78	Coefficiente di attrito fondazione - terreno
c' [kN/mc]	0.000	Coesione efficace del terreno
cu [kN/mc]	0.00	Coesione in condizioni non drenate del terreno
γ c' (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione STR)
γ c' (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione GEO)
γ cu (M0)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione EQU)
γ cu (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione STR)
γ cu (M2)	1.400	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione GEO)
a [°]	0.00	Angolo di inclinazione del versante a tergo del muro
q [°]	4.95	Angolo per valutazione dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche
ric [m]	0.00	Ricoprimento della parte anteriore della fondazione
Kr	0.00	Coefficiente di riduzione della spinta passiva
β [°]	0.00	Angolo di inclinazione del muro lato terreno
γφ' (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione STR)
γφ' (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione GEO)
K0	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni SLE-SISMA
K0 EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni EQU
K0 STR	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni STR
K0 GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni GEO
K0,s	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
K0,s EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
K0,s STR	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
K0,s GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kp	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. SLE-SISMA
Kp EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. EQU
Kp STR	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. STR
Kp GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. GEO
Kp,s	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
Kp,s EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
Kp,s STR	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
Kp,s GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kpr	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni SLE-SISMA

APPROVATO SGP



Kpr EQU 0.000 Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni EQU  
 Kpr STR 0.000 Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni STR  
 Kpr GEO 0.000 Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni GEO

### CARICHI ACCIDENTALI

qp [kN/mq] 0.00 Sovraccarico permanente a tergo del muro  
 d1 [m] 0.00 Quota del baric. sovrac. perm. dalla quota testa elev.  
 N p [t] 0.00 Forza verticale permanente in testa al muro  
 d2 [m] 0.00 Quota del baric. forza vert. perm. dalla quota testa elev.  
 q [kN/mq] 100.00 Sovraccarico accidentale a tergo del muro  
 qs [kN/mq] 100.00 Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità  
 K acc [%] 100 Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale  
 Macc [kNm] 0.00 Momento flettente accidentale in testa al muro  
 Tacc [kN] 0.00 Taglio orizzontale accidentale in testa al muro  
 Nacc [kN] 0.00 Forza verticale accidentale in testa al muro  
 M acc s [kNm] 0.00 Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma  
 Tacc s [kN] 0.00 Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma  
 Nacc s [kN] 0.00 Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

### AZIONI INDOTTE DAL PESO PROPRIO, TERRENO, ACQUA E CARICHI ACCIDENTALI

#### Condizioni di carico

Fv [kN] : Azione vert. dovuta al peso proprio e al carico applicato sul muro  
 Mg (Fv) [kNm] : Mom. flett. alla base dell'elev. o al baric. della fondaz. a seconda dei casi  
 Mr (Fv) [kNm] : Mom. flett. rispetto al punto di ribaltamento della fondazione  
 Fh [kN] : Forza orizz. dovuta alla spinta del terr. e alla presenza dei carichi applicati  
 Fhs [kN] : Forza orizz. dovuta agli increm. sism. della spinta del terr. + carichi appl.  
 Mg [kNm] : Momento flett. dovuto alle azioni orizz.  
 Mgs [kNm] : Momento flett. dovuto all'incremento sismico  
 Mr [tkNm] : Momento flett. dovuto alle azioni orizz.  
 Mrs [kNm] : Momento flett. dovuto all'incremento sismico  
 Fi h [kN] : Forza d'inerzia orizzontale, considerata nelle combinazioni sismiche  
 Fi v [kN] : Forza d'inerzia verticale, considerata nelle combinazioni sismiche  
 Mg i [kNm] : Mom. flett. base elev. o baric. fondaz. dovuto a forze inerzia  
 Mr i [kNm] : Mom. flett. ribaltamento dovuto a forze inerzia

p.p. Peso proprio  
 t. post. Terreno a tergo dell'elevazione  
 t. ant. Terreno a valle dell'elevazione  
 q perm. Sovraccarico permanente  
 Np, Vp, Mp Azioni in testa muro permanenti  
 q acc. Sovraccarico accidentale  
 N, V, M acc. Azioni in testa muro accidentali

		SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.
p.p.	Fv	25.00	25.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00

APPROVATO SDP



	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	2.08	2.08
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	2.59	2.59
	Mr i	0.00	0.00
t. post.	Fv	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	24.02	24.02
	Fhs	10.38	10.38
	Mg	20.02	20.02
	Mgs	12.97	12.97
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
	t. ant.	Fv	0.00
Mg()		0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00
Fh		0.00	0.00
Fhs		0.00	0.00
Mg		0.00	0.00
Mgs		0.00	0.00
Mr		0.00	0.00
Mrs		0.00	0.00
Fi h		0.00	0.00
Fi v		0.00	0.00
Mg i		0.00	0.00
Mr i		0.00	0.00
q perm.		Fv	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
	Np, Vp, Mp	Fv	0.00
Mg()		0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00
Fh		0.00	0.00
Fhs		0.00	0.00
Mg		0.00	0.00
Mgs		0.00	0.00
Mr		0.00	0.00

APPROVATO SDP

	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
q acc.	Fv	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	96.08	96.08
	Fhs	20.75	20.75
	Mg	120.11	120.11
	Mgs	25.94	25.94
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00
N, M, V acc.	Fv	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00

### COMBINAZIONI DI CARICO

Coefficienti  $\gamma_i$  di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	SLE-SISMA	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
PERMANENTI	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.00	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole			1.10	1.30	1.00
PERMANENTI NON STRUTT.	Favorevole	$\gamma_{G2}$	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30
VARIABILI	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30

Coefficienti  $\psi_i$  di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

$\psi_0$	1	Combinazione caratteristica (rara) e fondamentale (SLU)
$\psi_1$	1	Combinazione frequente
$\psi_2$	0.2	Combinazione sismica e quasi permanente (Q.P.)

Comb.	p.p.	t. post.	t. ant.	q perm.	N p	q acc.	N,V,Macc.
1-STR-BE	1.3	1.3	1	1.3	1.3	1.5	1.5
2-STR-BE	1	1.3	1	1.3	1	1.5	1.5
3-TA-RARA-BE	1	1	1	1	1	1	1
4-TA-FREQ-BE	1	1	1	1	1	1	1
5-SISMA-BE	1	1	1	1	1	1	1
6-TA-Q.P.-BE	1	1	1	1	1	1	1

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]	M <sub>stab</sub> [kNm]
1	STR	BE	32.5	206.2	0.0	175.4	0.0
2	STR	BE	25.0	206.2	0.0	175.4	0.0
3	TA-RARA	BE	25.0	140.1	0.0	120.1	0.0
4	TA-FREQ	BE	25.0	140.1	0.0	120.1	0.0
5	SISMA	BE	25.0	64.8	0.0	59.8	0.0
6	TA-Q.P.	BE	25.0	44.0	0.0	43.2	0.0

### SOLLECITAZIONI NELLE SEZIONI IN ELEVAZIONE

#### Base elevazione

	STR Comb. 1	STR Comb. 2	TA-RARA Comb. 3	TA-FREQ Comb. 4	SISMA Comb. 5	TA-Q.P. Comb. 6
N [kN]	32.5	25.0	25.0	25.0	25.0	25.00
M [kNm]	206.2	206.2	140.1	140.1	64.8	44.04
V [kN]	175.4	175.4	120.1	120.1	59.8	43.24

L'armatura del paraghiaia è costituita da barre  $\phi$  16 / 10 con ripartitori in direzione longitudinale  $\phi$  12 / 20. Non è prevista armatura a taglio.

#### M<sub>X</sub> --- V<sub>Y</sub>

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione M<sub>X</sub> positiva)

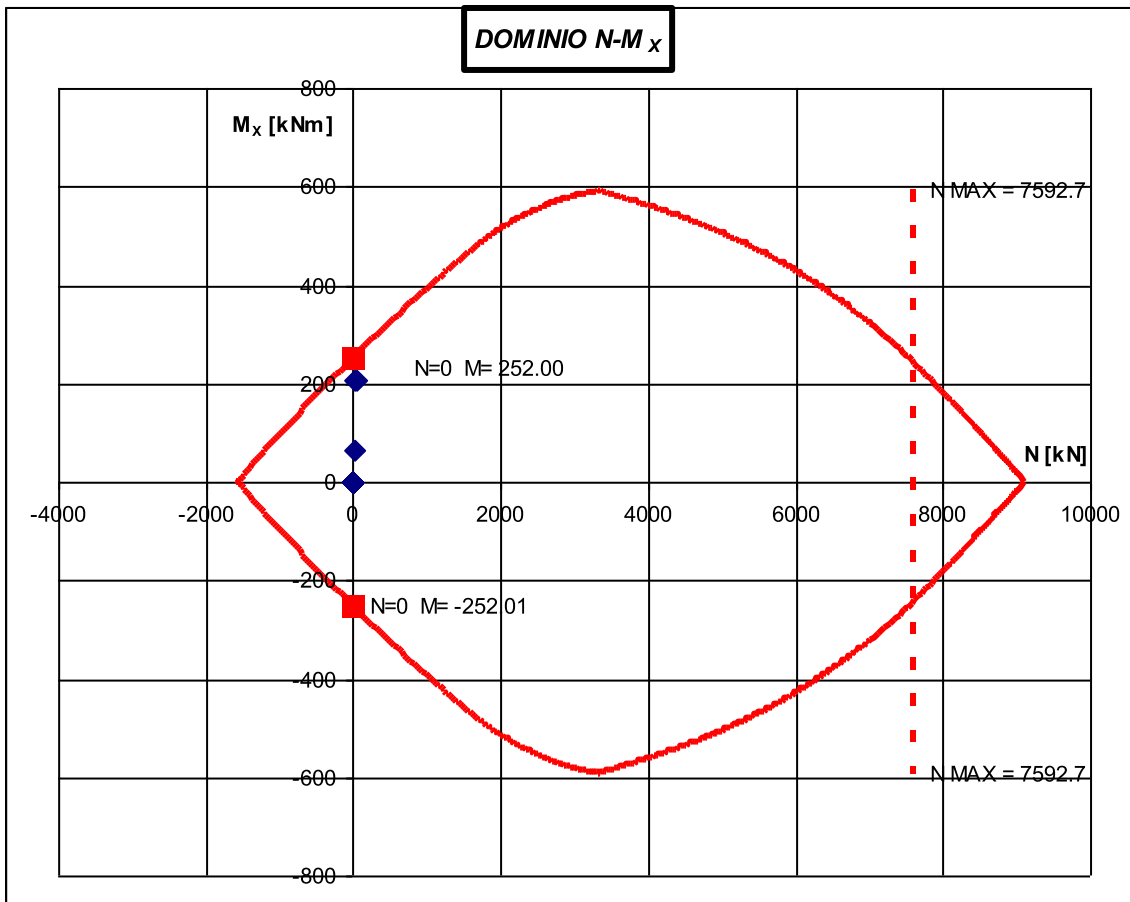
d1	=	16	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	10.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	20.11	cmq	Area acciaio ferri prima fila
As	=	20.11	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione M<sub>X</sub> positiva)

d1	=	16	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	10.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	20.11	cmq	Area acciaio ferri prima fila
As'	=	20.11	cmq	Area acciaio in zona compressa

#### Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX SF MIN
1	COMBO 1	32.50	206.18	175.35	<b>1.25</b>
2	COMBO 2	25.00	206.18	175.35	<b>1.24</b>
3	COMBO 3	25.00	64.79	59.84	<b>3.95</b>



**Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:**

Effetto positivo della compressione sul taglio: SI

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: SI

Tipo di verifica a taglio: Elemento NON armato a taglio.

**Verifica a taglio (V<sub>Y</sub>)**

V<sub>Sd Y</sub> = 175 kN

V<sub>Rd Y</sub> = 196 kN

SF = 1.12

APPROVATO SDP

**Caratteristiche dei materiali**

Rck	=	40	MPa	resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo
Ec	=	33643	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
<b>Acciaio B 450 C saldabile</b>				
				tipo di acciaio
Es	=	210000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
n	=	15		coefficiente di omogeneizzazione

**Tensioni ammissibili**

sigma c amm	=	12.25	MPa	tensione ammissibile del cls a compressione
tau c0	=	0.73	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura
tau c1	=	2.11	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura
fctm	=	3.10	MPa	tensione media ammissibile nel cls a trazione
fcfm	=	3.72	MPa	tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione
sigma s amm	=	255	MPa	tensione ammissibile dall'acciaio
tau b	=	2.20	MPa	tensione tangenziale di aderenza delle barre

**Caratteristiche geometriche**

## Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	40	cm	altezza
A cls	=	4000	cmq	area di cls

## Armatura in zona tesa

d1	=	16	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	10.00	cm	interasse ferri prima fila
As1	=	20.11	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As	=	20.11	cmq	area acciaio in zona tesa

## Armatura in zona compressa

d1	=	16	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	10.00	cm	interasse ferri prima fila
As'1	=	20.11	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	20.11	cmq	area di acciaio in zona compressa

## Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls

Ai	=	4603	cmq	area
S*i sup	=	92064	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	20.00	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	638432.4253	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia
Wi sup	=	31922	cmc	momento resistente superiore

APPROVATO SDP

Wi inf	=	31922	cmc	momento resistente inferiore
<b>Sollecitazioni</b>				
N	=	0.00	KN	azione assiale (positiva se di compressione)
M	=	140.12	KNm	azione flettente
T	=	0.00	KN	azione tagliante
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>				
N	=	0.00	KN	
M	=	140.12	KNm	
e	=	0.00	cm	
yn	=	10.63	cm	posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup	=	10.63	cm	posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg =	=	6806.59	cmc	momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji =	=	198095.50	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max	=	7.52	MPa	Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max	=	239.5	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min	=		MPa	
sigma s' min	=	-40.7	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max	=		MPa	
<b>Verifica a fessurazione</b>				
N	=	0.00	KN	azione assiale
M	=	140.12	KNm	azione flettente
N/M	=	0.00	1/m	rapporto fra azione assiale e flettente
Nf	=	0.00	KN	azione assiale per formazione fessure
Mf	=	98.96	KNm	azione flettente per formazione fessure
sigma sf	=	169.1	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f	=	10.63	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
Il momento di formazione delle fessure è minore del momento sollecitante è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure				
Nfa	=	0.00	KN	azione assiale per apertura fessure
Mfa	=	118.75	KNm	azione flettente per apertura fessure
sigma sfa	=	202.9	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
yn fa	=	10.63	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
c'	=	6.0	cm	copriferro minimo da normativa per armatura in zona tesa
beta	=	1.7		
beta 1	=	1.0		
beta 2	=	0.5		1,0 carichi di breve durata - 0,5 carichi di lunga durata o ciclici
k 2	=	0.4		0,4 barre ad aderenza migliorata
k 3	=	0.125		0,125 asse neutro all'interno della sezione
num s	=	10.0		numero di ferri in zona tesa
s	=	10.00	cm	passo dell'armatura in zona tesa
d max	=	16	mm	diametro massimo dell'armatura in zona tesa
d min	=	16	mm	diametro minimo dell'armatura in zona tesa
c	=	6.00	cm	copriferro armatura in zona tesa
dist	=	0.00	cm	distanza fra le file di barre in zona tesa
yn ff	=	20.00	cm	posizione asse neutro in stadio non fessurato
B eff	=	100	cm	base della sezione di cls efficace - limitazione = n-ferri * 14 * d max
H eff	=	10.00	cm	altezza della sezione di cls efficace
A cls eff	=	1000	cmq	area efficace di cls
ro s	=	0.0201		rapporto area di acciaio e area efficace di cls
s rm	=	17.98	cm	distanza fra le fessure
e sm	=	0.00073		deformazione media delle barre fra le fessure

wk = 0.223 mm apertura delle fessure  
c/c' = 1.000 rapporto fra copriferro reale e copriferro minimo da normativa  
wk' = 0.223 mm apertura delle fessure corretto secondo c/c'

L'apertura massima delle fessure è minore di 0.3 mm: la verifica è quindi soddisfatta.

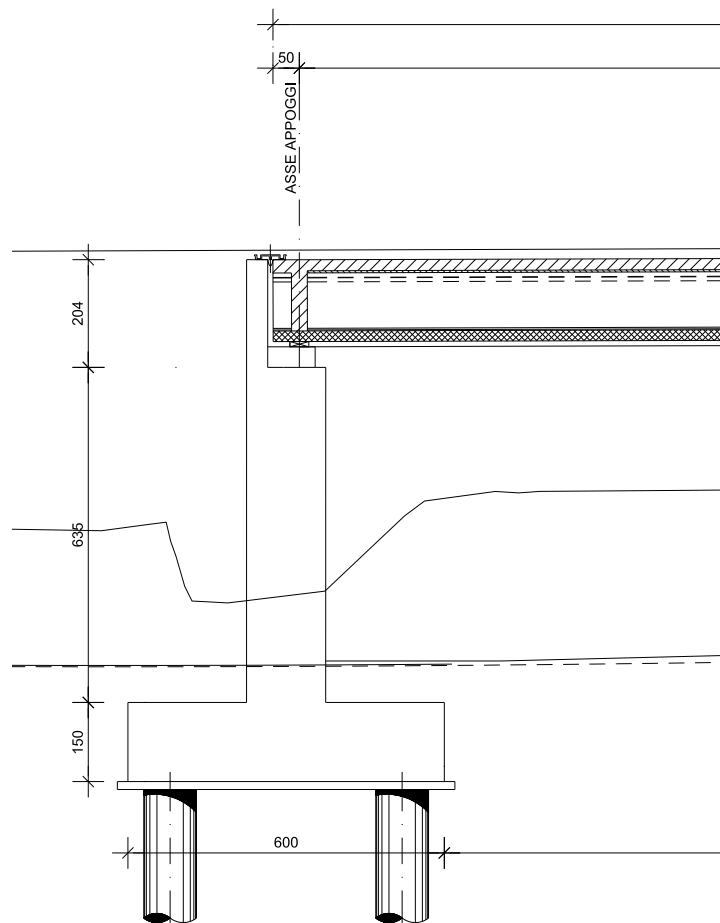
APPROVATO SDP

## 11.2 Sottostrutture

Le spalle dell'impalcato sono costituite da un muro a mensola con fondazione costituita da una piastra in calcestruzzo armato larga 6 m fondata su pali di diametro 1 m, come già visto nel paragrafo precedente.

Il progetto della spalla ha previsto il dimensionamento dell'armatura per la base dell'elevazione e per gli aggetti anteriore e posteriore della piastra di fondazione.

Il progetto delle sottostrutture è stato condotto in accordo a quanto previsto dall'Approccio 1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14-01-2008.




APPROVATO SDP

**Figura 9: spalla dell'impalcato**

La modellazione della spalla dell'impalcato non prevede la presenza del paraghiaia. Ai fini del calcolo strutturale, le azioni dovute al peso del paraghiaia, alla spinta del terreno a tergo del paraghiaia e alla spinta del sovraccarico accidentale sono state calcolate a parte ed inserite come azioni in testa alla sottostruttura.



	Doc. N. 65462-SVAX2-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SVAX2000000100	REV. A00	FOGLIO 89 di 138
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

Si assume un'altezza del paraghiaia di 2.0 m per uno spessore di 0.4 m. Il peso proprio del paraghiaia, per un tratto di struttura di 1.0 m, è pari a:

$$2.0 \times 0.4 \times 1 \times 25 = 20 \text{ kN}$$

La spinta del terreno a tergo del paraghiaia, con un terreno con peso specifico di  $20 \text{ kN/m}^3$  ed un angolo di attrito di  $38^\circ$  ( $k_0 = 0.384$ ), è pari a:

$$0.5 \times 20 \times 2^2 \times 0.384 = 15.36 \text{ kN} \quad \text{si assume: } 15.5 \text{ kN}$$

Il momento ribaltante rispetto alla base del paraghiaia è pari a:

$$M = 15.5 \times 2/3 = 10.33 \text{ kNm} \quad \text{si assume: } 10.5 \text{ kNm}$$

Il sovraccarico accidentale da traffico per lo studio delle sottostrutture è dovuto allo schema di traffico n°1 distribuito sulla larghezza effettiva di carico, considerando l'effetto di ripartizione garantito dalla sottostruttura.

$$q = (600 + 400 + 200) \text{ kN} / (9.0 \text{ m} \times 2.2 \text{ m}) = 60.7 \text{ kN/m}^2$$

L'azione orizzontale alla base del paraghiaia è pari a:

$$0.384 \times 60.7 \times 2 = 46.8 \text{ kN}$$

Il momento ribaltante alla base del paraghiaia è pari a:

$$46.8 \text{ kN} \times 2 \text{ m} / 2 = 46.8 \text{ kNm}$$

Per il calcolo delle azioni interne nelle sezioni caratteristiche delle sottostrutture, il carico accidentale dovuto al traffico veicolare è stato "diffuso" fino alla base del paraghiaia su un'altezza di 2.0 m. Le tre corsie di carico standard che caratterizzano lo schema di carico n°1 hanno ampiezza di 9.0 m. Considerando una diffusione a  $30^\circ$  nel terreno a tergo della spalla, si ottiene un sovraccarico accidentale pari a:

$$q = (600 + 400 + 200) \text{ kN} / [(9.0 \text{ m} + 2 \times 2 \text{ m} \times \tan(30^\circ)) \times 2.2 \text{ m}] = 48.3 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo delle azioni interne nelle sezioni caratteristiche delle spalle A e B è stato effettuato analizzando 1 m di struttura fuori piano.

### 11.2.1 Base elevazione

Per il progetto della base dell'elevazione sono state considerate 5 situazioni di progetto:

- 1) Carichi permanenti + massimo traffico
- 2) Carichi permanenti + minimo traffico
- 3) Carichi permanenti + frenatura + traffico al 75%
- 4) Carichi permanenti + sisma SLV + traffico al 20%
- 5) Carichi permanenti + sisma SLD + traffico al 20%

Per il calcolo delle sollecitazioni alla base dell'elevazione è stato utilizzato un foglio di calcolo automatico per i muri di sostegno, per le 5 situazioni progettuali.

#### CALCOLO MURI IN C.A.

**TITOLO:** SPALLA IN C.A.

#### PARAMETRI GEOMETRICI

##### Elevazione

H [m]	6.50	Altezza del terreno dall'estradosso della fondazione
DH [m]	0.00	Altezza del muro sopra il terreno
Htot [m]	6.50	Altezza totale del muro
p ant. [%]	0.00	Pendenza del paramento anteriore
p pos. [%]	0.00	Pendenza del paramento posteriore
Ss [m]	1.50	Spessore trasversale del muro in sommità all'elevazione
Sb [m]	1.50	Spessore trasversale del muro alla base dell'elevazione
Profond.	1.00	Profondità del tratto di struttura investigato

##### Fondazione

L [m]	6.00	Larghezza trasversale della fondazione
H [m]	1.50	Altezza del plinto di fondazione
Post [m]	2.25	Sbalzo a monte della fondazione
Ant [m]	2.25	Sbalzo a valle della fondazione

#### PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

P [kN/mc]	20.00	Peso specifico del terreno
fi [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno adiacente elevazione
fi t [°]	38.00	Angolo di attrito interno del terreno di fondazione
fi ass [°]	38.00	Angolo di attrito assunto per calcolo spinte
c att	0.78	Coefficiente di attrito fondazione - terreno
$\gamma$ c' (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione STR)
$\gamma$ c' (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per coesione efficace (Combinazione GEO)
$\gamma$ cu (M0)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione EQU)
$\gamma$ cu (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione STR)
$\gamma$ cu (M2)	1.400	Coeff. di sicurezza per coesione non drenata (Combinazione GEO)
a [°]	0.00	Angolo di inclinazione del versante a tergo del muro
q [°]	4.95	Angolo per valutazione dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche
ric [m]	0.00	Ricoprimento della parte anteriore della fondazione
Kr	0.00	Coefficiente di riduzione della spinta passiva

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



$\beta$ [°]	0.00	Angolo di inclinazione del muro lato terreno
$\gamma\phi'$ (M1)	1.000	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione STR)
$\gamma\phi'$ (M2)	1.250	Coeff. di sicurezza per tangente angolo attrito (Combinazione GEO)
K0	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni SLE-SISMA
K0 EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni EQU
K0 STR	0.384	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni STR
K0 GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva secondo Muller - Breslau per combinazioni GEO
K0,s	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
K0,s EQU	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
K0,s STR	0.384	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
K0,s GEO	0.470	Coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kp	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. SLE-SISMA
Kp EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. EQU
Kp STR	0.384	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. STR
Kp GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva con terreno a valle orizzontale per combinaz. GEO
Kp,s	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni SLE-SISMA
Kp,s EQU	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni EQU
Kp,s STR	0.384	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni STR
Kp,s GEO	0.470	Coeff. di spinta passiva in condizioni sismiche per combinazioni GEO
Kpr	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni SLE-SISMA
Kpr EQU	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni EQU
Kpr STR	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni STR
Kpr GEO	0.000	Coeff. di spinta passiva ridotto per combinazioni GEO

#### CARICHI PERMANENTI

qp [KN/mq]	40.00	Sovraccarico permanente a tergo del muro
d1 [m]	0.00	Quota del baric. sovrac. perm. dalla quota testa elev.
N p [t]	23.77	Forza verticale permanente in testa al muro
d2 [m]	0.00	Quota del baric. forza vert. perm. dalla quota testa elev.
T p [kN]	15.50	Forza orizzontale permanente in testa al muro (positiva se da monte verso valle)
M p [kNm]	10.50	Momento flettente permanente in testa al muro (positivo se instabilizzante)

#### AZIONI INDOTTE DAL PESO PROPRIO, TERRENO, ACQUA E CARICHI ACCIDENTALI

##### Condizioni di carico

Fv [kN] :	Azione vert. dovuta al peso proprio e al carico applicato sul muro
Mg (Fv) [kNm] :	Mom. flett. alla base dell'elev. o al baric. della fondaz. a seconda dei casi
Mr (Fv) [kNm] :	Mom. flett. rispetto al punto di ribaltamento della fondazione
Fh [kN] :	Forza orizz. dovuta alla spinta del terr. e alla presenza dei carichi applicati
Fhs [kN] :	Forza orizz. dovuta agli increm. sism. della spinta del terr. + carichi appl.
Mg [kNm] :	Momento flett. dovuto alle azioni orizz. e al momento flett. in testa al muro
Mgs [kNm] :	Momento flett. dovuto all'incremento sismico
Mr [tkNm] :	Momento flett. dovuto alle azioni orizz. e al momento flett. in testa al muro
Mrs [kNm] :	Momento flett. dovuto all'incremento sismico
Fi h [kN] :	Forza d'inerzia orizzontale, considerata nelle combinazioni sismiche
Fi v [kN] :	Forza d'inerzia verticale, considerata nelle combinazioni sismiche
Mg i [kNm] :	Mom. flett. base elev. o baric. fondaz. dovuto a forze inerzia
Mr i [kNm] :	Mom. flett. ribaltamento dovuto a forze inerzia

p.p.	Peso proprio
t. post.	Terreno a tergo dell'elevazione
t. ant.	Terreno a valle dell'elevazione
q perm.	Sovraccarico permanente
Np, Vp, Mp	Azioni in testa muro permanenti

q acc. Sovraccarico accidentale  
N, V, M acc. Azioni in testa muro accidentali

**PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO (D.M. 14-01-2008) – SISMA SLV**

ag [g]	0.23	Accelerazione orizzontale del terreno
F <sub>o</sub>	2.47	Valore massimo del fattore di amplif. dello spettro in acceler. orizz.
Cat. Suolo	B	Categoria del sottosuolo
Cat. Topogr.	T1	Coefficiente di amplificazione topografica
S <sub>s</sub>	1.17	Coefficiente legato alla stratigrafia del suolo
S <sub>T</sub>	1.00	Coefficiente legato alla topografia del sito
S	1.17	Coeff. che comprende effetto amplif. stratigr.(S <sub>s</sub> ) e amplif. topogr.(S <sub>T</sub> )
β <sub>m</sub>	0.31	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
a <sub>max</sub> [g]	0.27	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
Kh	0.08	Coefficiente sismico orizzontale
Kv	0.04	Coefficiente sismico verticale
θ1 [°]	4.95	arctg [ Kh / (1-Kv) ]
θ2 [°]	4.56	arctg [ Kh / (1+Kv) ]

**PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO (D.M. 14-01-2008) – SISMA SLD**

ag [g]	0.10	Accelerazione orizzontale del terreno
F <sub>o</sub>	2.41	Valore massimo del fattore di amplif. dello spettro in acceler. orizz.
Cat. Suolo	B	Categoria del sottosuolo
Cat. Topogr.	T1	Coefficiente di amplificazione topografica
S <sub>s</sub>	1.20	Coefficiente legato alla stratigrafia del suolo
S <sub>T</sub>	1.00	Coefficiente legato alla topografia del sito
S	1.20	Coeff. che comprende effetto amplif. stratigr.(S <sub>s</sub> ) e amplif. topogr.(S <sub>T</sub> )
β <sub>m</sub>	0.24	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
a <sub>max</sub> [g]	0.12	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
Kh	0.03	Coefficiente sismico orizzontale
Kv	0.01	Coefficiente sismico verticale
θ1 [°]	1.72	arctg [ Kh / (1-Kv) ]
θ2 [°]	1.67	arctg [ Kh / (1+Kv) ]

APPROVATO SDP

STR ; SLV		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
p.p.	Fv	243.75	243.75	121.88	121.88
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	20.23	20.23	10.12	10.12
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	65.76	65.76	16.44	16.44
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
t. post.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	162.38	162.38	40.60	40.60
	Fhs	70.14	70.14	17.53	17.53
	Mg	351.83	351.83	43.98	43.98
	Mgs	227.95	227.95	28.49	28.49
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
t. ant.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
q perm.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	99.93	99.93	49.96	49.96
	Fhs	21.58	21.58	10.79	10.79
	Mg	324.77	324.77	81.19	81.19
	Mgs	70.14	70.14	17.53	17.53
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
Np, Vp, Mp	Fv	237.70	237.70	237.70	237.70
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	15.50	15.50	15.50	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	111.25	111.25	50.38	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	19.73	19.73	19.73	19.73
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	128.25	128.25	64.12	64.12
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00

STR ; SLD		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
p.p.	Fv	243.75	243.75	121.88	121.88
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	7.23	7.23	3.62	3.62
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	23.50	23.50	5.87	5.87
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
t. post.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	162.38	162.38	40.60	40.60
	Fhs	25.07	25.07	6.27	6.27
	Mg	351.83	351.83	43.98	43.98
	Mgs	81.46	81.46	10.18	10.18
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
t. ant.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
q perm.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	99.93	99.93	49.96	49.96
	Fhs	7.71	7.71	3.86	3.86
	Mg	324.77	324.77	81.19	81.19
	Mgs	25.07	25.07	6.27	6.27
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00
	Np, Vp, Mp	Fv	237.70	237.70	237.70
Mg()		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr()		0.00	0.00	0.00	0.00
Fh		15.50	15.50	15.50	0.00
Fhs		0.00	0.00	0.00	0.00
Mg		111.25	111.25	50.38	0.00
Mgs		0.00	0.00	0.00	0.00
Mr		0.00	0.00	0.00	0.00
Mrs		0.00	0.00	0.00	0.00
Fi h		7.05	7.05	7.05	7.05
Fi v		0.00	0.00	0.00	0.00
Mg i		45.83	45.83	22.92	22.92
Mr i		0.00	0.00	0.00	0.00

APPROVATO SDP

**CARICHI ACCIDENTALI***SITUAZIONE 1*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	145.75	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	145.75	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

**CARICHI ACCIDENTALI***SITUAZIONE 2*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	-10.21	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	46.80	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	-10.21	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

**CARICHI ACCIDENTALI***SITUAZIONE 3*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	77.96	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	109.31	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	77.96	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	109.31	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

**CARICHI ACCIDENTALI***SITUAZIONE 4*

q [KN/mq]	48.30	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	48.30	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	154.19	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	154.19	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma



**CARICHI ACCIDENTALI***SITUAZIONE 5*

q [KN/mq]	9.66	Sovraccarico accidentale a tergo del muro
qs [kN/mq]	9.66	Sovracc. acc. a tergo del muro in presenza di sisma al metro di profondità
K acc [%]	100	Coeff. di applicazione del sovraccarico accidentale
Macc [KNm]	46.80	Momento flettente accidentale in testa al muro
Tacc [KN]	95.35	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro
Nacc [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro
M acc s [KNm]	46.80	Momento flett. acc. in testa al muro (positivo se instabilizzante) con sisma
Tacc s [KN]	95.35	Taglio orizzontale accidentale in testa al muro in presenza di sisma
Nacc s [KN]	29.15	Forza verticale accidentale in testa al muro in presenza di sisma

APPROVATO SDP

		1				2			
		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m	B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
q acc.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	120.66	120.66	60.33	60.33	120.66	120.66	60.33	60.33
	Fhs	26.06	26.06	13.03	13.03	26.06	26.06	13.03	13.03
	Mg	392.16	392.16	98.04	98.04	392.16	392.16	98.04	98.04
	Mgs	84.69	84.69	21.17	21.17	84.69	84.69	21.17	21.17
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N, M, V acc.	Fv	145.75	145.75	145.75	145.75	-10.21	-10.21	-10.21	-10.21
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80	46.80
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	351.00	351.00	198.90	198.90	351.00	351.00	198.90	198.90
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		3				4			
		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m	B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
q acc.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	120.66	120.66	60.33	60.33	120.66	120.66	60.33	60.33
	Fhs	26.06	26.06	13.03	13.03	26.06	26.06	13.03	13.03
	Mg	392.16	392.16	98.04	98.04	392.16	392.16	98.04	98.04
	Mgs	84.69	84.69	21.17	21.17	84.69	84.69	21.17	21.17
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fv	109.31	109.31	109.31	109.31	29.15	29.15	29.15	29.15
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	77.96	77.96	77.96	77.96	154.19	154.19	154.19	154.19
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	553.56	553.56	300.18	300.18	1049.04	1049.04	547.92	547.92

N, M, V acc.	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

		5			
		SLE-SISMA	STR	SLE-SISMA	STR
		B. e.	B. e.	3.25 m	3.25 m
q acc.	Fv	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	24.13	24.13	12.07	12.07
	Fhs	1.86	1.86	0.93	0.93
	Mg	78.43	78.43	19.61	19.61
	Mgs	6.05	6.05	1.51	1.51
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	
N, M, V acc.	Fv	29.15	29.15	29.15	29.15
	Mg()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr()	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fh	95.35	95.35	95.35	95.35
	Fhs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg	666.58	666.58	356.69	356.69
	Mgs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mr	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mrs	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi h	0.00	0.00	0.00	0.00
	Fi v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Mg i	0.00	0.00	0.00	0.00
Mr i	0.00	0.00	0.00	0.00	

APPROVATO SDP

### COMBINAZIONI DI CARICO

Coefficienti  $\gamma_i$  di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

CARICHI	EFFETTO	COEFF. PARZIALE	SLE-SISMA	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
PERMANENTI	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.00	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole			1.10	1.30	1.00
PERMANENTI NON STRUTT.	Favorevole	$\gamma_{G2}$	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30
VARIABILI	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	1.00	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole			1.50	1.50	1.30

Coefficienti  $\psi_i$  di moltiplicazione delle azioni in accordo al D.M. 14-01-2008:

$\psi_0$	1	Combinazione caratteristica (rara) e fondamentale (SLU)
$\psi_1$	1	Combinazione frequente
$\psi_2$	0.2	Combinazione sismica e quasi permanente (Q.P.)

Comb.	p.p.	t. post.	t. ant.	q perm.	N p	q acc.	N,V,Macc.
1-STR-BE	1.3	1.3	1	1.3	1.3	1.5	1.5
2-STR-BE	1	1.3	1	1.3	1	1.5	1.5
3-TA-RARA-BE	1	1	1	1	1	1	1
4-TA-FREQ-BE	1	1	1	1	1	1	1
5-SISMA-BE	1	1	1	1	1	1	1
6-TA-Q.P.-BE	1	1	1	1	1	1	1
7-STR-3.25 m	1.3	1.3	1	1.3	1.3	1.5	1.5
8-STR-3.25 m	1	1.3	1	1.3	1	1.5	1.5
9-TA-RARA-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1
10-TA-FREQ-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1
11-SISMA-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1
12-TA-Q.P.-3.25 m	1	1	1	1	1	1	1

**Situazione 1**

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
1	STR	BE	844.5	2138.9	0.0	612.3
2	STR	BE	700.1	2105.6	0.0	607.7
3	TA-RARA	BE	627.2	1531.0	0.0	445.3
4	TA-FREQ	BE	627.2	1531.0	0.0	445.3
6	TA-Q.P.	BE	510.6	936.5	0.0	311.3
7	STR	3.25 m	686.1	608.1	0.0	278.4
8	STR	3.25 m	578.2	608.1	0.0	278.4
9	TA-RARA	3.25 m	505.3	472.5	0.0	213.2
10	TA-FREQ	3.25 m	505.3	472.5	0.0	213.2
12	TA-Q.P.	3.25 m	388.7	234.9	0.0	127.5

**Situazione 2**

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
1	STR	BE	610.6	2138.9	0.0	612.3
2	STR	BE	466.1	2105.6	0.0	607.7
3	TA-RARA	BE	471.2	1531.0	0.0	445.3
4	TA-FREQ	BE	471.2	1531.0	0.0	445.3
6	TA-Q.P.	BE	479.4	936.5	0.0	311.3
7	STR	3.25 m	452.1	608.1	0.0	278.4
8	STR	3.25 m	344.3	608.1	0.0	278.4
9	TA-RARA	3.25 m	349.4	472.5	0.0	213.2
10	TA-FREQ	3.25 m	349.4	472.5	0.0	213.2
12	TA-Q.P.	3.25 m	357.5	234.9	0.0	127.5

**Situazione 3**

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
1	STR	BE	789.9	2442.8	0.0	659.1
2	STR	BE	645.4	2409.4	0.0	654.4
3	TA-RARA	BE	590.8	1733.6	0.0	476.4
4	TA-FREQ	BE	590.8	1733.6	0.0	476.4
6	TA-Q.P.	BE	503.3	977.0	0.0	317.5
7	STR	3.25 m	631.4	760.0	0.0	325.2
8	STR	3.25 m	523.5	760.0	0.0	325.2
9	TA-RARA	3.25 m	468.9	573.8	0.0	244.4
10	TA-FREQ	3.25 m	468.9	573.8	0.0	244.4
12	TA-Q.P.	3.25 m	381.4	255.2	0.0	133.7

**Situazione 4**

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
5	SISMA slv	BE	487.3	1585.1	0.0	469.7
11	SISMA slv	3.25 m	365.4	435.6	0.0	209.7

APPROVATO SDP

Situazione 5

Comb.	S.L.	Posiz.	N [kN]	Mg [kNm]	Mr [kNm]	Fh [kN]
5	SISMA sld	BE	487.3	1113.9	0.0	349.1
11	SISMA sld	3.25 m	365.4	296.3	0.0	148.5

APPROVATO SDP

Tabella riassuntiva delle azioni interne alla base dell'elevazione e a metà elevazione ( $i = 1.96$  m):

Base elevazione:

	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$V_y$ [kN]
STR1	844.5	2138.9	612.3
STR2	700.1	2105.6	607.7
STR3	610.6	2138.9	612.3
STR4	466.1	2105.6	607.7
STR5	625.9	2442.8	659.1
STR6	481.4	2409.4	654.4
E-SLV	481.4	1585.1	469.7
E-SLD	481.4	1113.9	349.1
RARA1	627.2	1531.0	445.3
RARA2	471.2	1531.0	445.3
RARA3	481.4	1733.6	476.4
FREQ1	627.2	1531.0	445.3
FREQ2	471.2	1531.0	445.3
FREQ3	481.4	1733.6	476.4
Q.P.1	510.6	936.5	311.3
Q.P.2	479.4	936.5	311.3
Q.P.3	481.4	977.0	317.5

Metà elevazione:

	N [kN]	$M_x$ [kNm]	$V_y$ [kN]
STR1	686.1	608.1	278.4
STR2	578.2	608.1	278.4
STR3	452.1	608.1	278.4
STR4	344.3	608.1	278.4
STR5	467.4	760.0	325.2
STR6	359.6	760.0	325.2
E-SLV	359.6	435.6	209.7
E-SLD	359.6	296.3	148.5
RARA1	505.3	472.5	213.2
RARA2	349.4	472.5	213.2
RARA3	359.6	573.8	244.4
FREQ1	505.3	472.5	213.2
FREQ2	349.4	472.5	213.2
FREQ3	359.6	573.8	244.4
Q.P.1	388.7	234.9	127.5
Q.P.2	357.5	234.9	127.5
Q.P.3	359.6	255.2	133.7

APPROVATO SDP

## 11.2.2 Verifica base elevazione

Alla base dell'elevazione sono previsti  $\varnothing 24 / 20 + \varnothing 24 / 20$  verticali lato controterra;  $\varnothing 24 / 20 + \varnothing 24 / 20$  verticali lato paramento di valle. L'armatura di ripartizione è costituita da  $\varnothing 16 / 20$  lato controterra e  $\varnothing 14 / 20$  lato paramento di valle.

È prevista una staffatura formata da  $\varnothing 16 / 20$  (con 4 bracci resistenti sulla sezione di riferimento di ampiezza 1.0 m) che si estendono per 2.0 m a partire dalla base elevazione.

<b><math>M_X</math> --- <math>V_Y</math></b>
--

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	24	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	45.24	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

Armatura trasversale, staffe e/o ferri piegati (per sollecitazione  $V_Y$ )

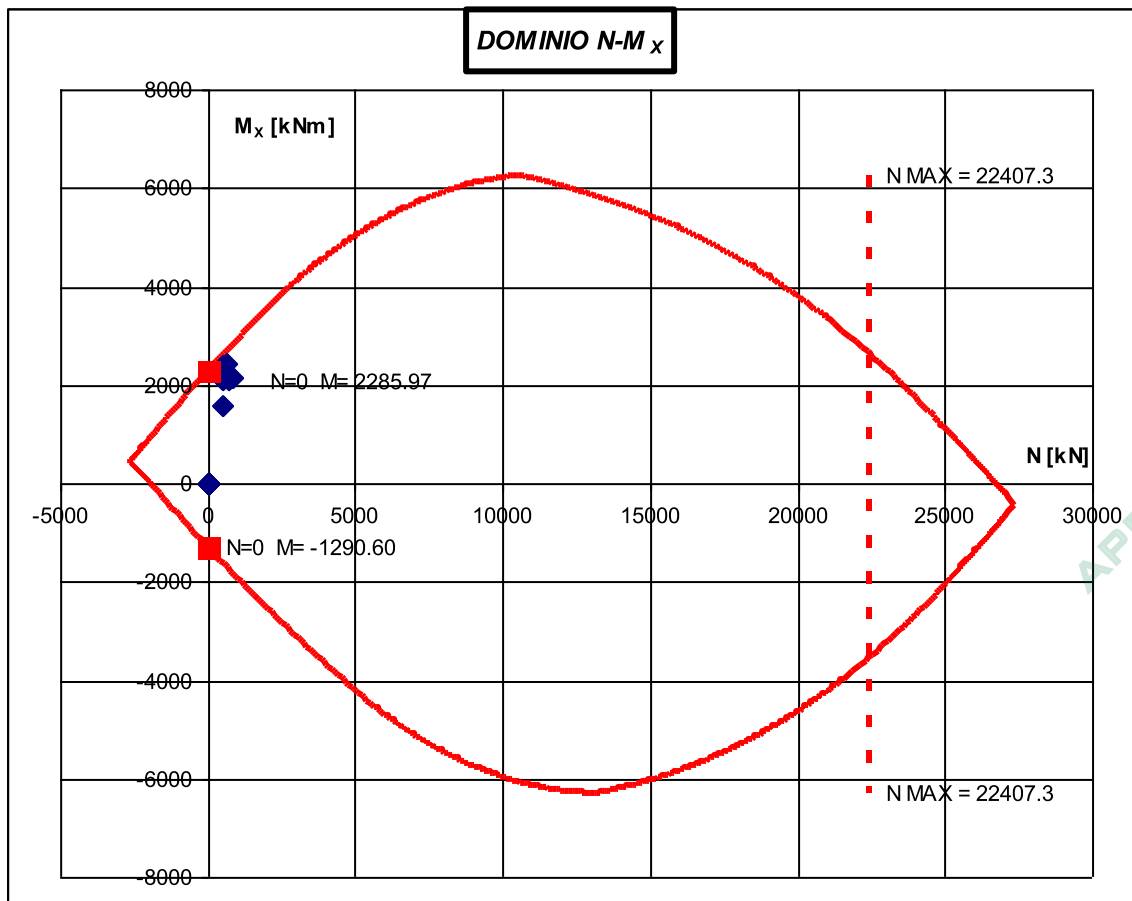
$\theta$	=	45	°	Inclinazione della biella di cls (standard: 45°)
Asw 1° ordine:				
$\alpha$	=	90	°	staffe: 90°; ferri piegati: angolo minore di 90°
n° bracci	=	4		
$\varnothing 1$	=	16	mm	Diametro staffe primo ordine
s	=	200	mm	Passo delle staffe

APPROVATO SDP



### Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1	836.9	2138.9	612.3	<b>1.32</b>
2	COMBO 2	693.6	2105.6	607.7	<b>1.30</b>
3	COMBO 3	603.6	2138.9	612.3	<b>1.25</b>
4	COMBO 4	460.3	2105.6	607.7	<b>1.23</b>
5	COMBO 5	621.2	2432.1	657.5	<b>1.11</b>
6	COMBO 6	477.8	2398.8	652.8	<b>1.08</b>
7	COMBO 7	477.8	1580.4	468.9	<b>1.64</b>
8	COMBO 8	844.5	2138.9	612.3	<b>1.33</b>
9	COMBO 9	700.1	2105.6	607.7	<b>1.30</b>
10	COMBO 10	610.6	2138.9	612.3	<b>1.26</b>
11	COMBO 11	466.1	2105.6	607.7	<b>1.23</b>
12	COMBO 12	625.9	2442.8	659.1	<b>1.10</b>
13	COMBO 13	481.4	2409.4	654.4	<b>1.08</b>
14	COMBO 14	481.4	1585.1	469.7	<b>1.64</b>



### Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



Tipo di verifica a taglio:

Elemento armato a taglio.

**Verifica a taglio (  $V_V$  )**

$$\begin{aligned} V_{sd Y} &= 659 && \text{kN} \\ V_{Rd Y} &= 1763 && \text{kN} \\ SF &= 2.68 \end{aligned}$$

**Caratteristiche dei materiali**

Rck	=	35	MPa	resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo
Ec	=	32588	MPa	modulo elastico del calcestruzzo
<b>Acciaio B 450 C saldabile</b>				
Es	=	210000	MPa	modulo elastico dell'acciaio
n	=	15		coefficiente di omogeneizzazione

**Tensioni ammissibili**

sigma c amm	=	11.00	MPa	tensione ammissibile del cls a compressione
tau c0	=	0.67	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura
tau c1	=	1.97	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura
fctm	=	2.83	MPa	tensione media ammissibile nel cls a trazione
fcfm	=	3.40	MPa	tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione
sigma s amm	=	255	MPa	tensione ammissibile dall'acciaio
tau b	=	2.00	MPa	tensione tangenziale di aderenza delle barre

**Caratteristiche geometriche**

## Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

## Armatura in zona tesa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	24	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	interasse ferri seconda fila
As2	=	22.62	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As	=	45.24	cmq	area acciaio in zona tesa

## Armatura in zona compressa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**

c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	area di acciaio in zona compressa
<b>Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls</b>				
Ai	=	16018	cmq	area
S*i sup	=	1217559	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	76.01	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	32003149.14	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia
Wi sup	=	421025	cmc	momento resistente superiore
Wi inf	=	432548	cmc	momento resistente inferiore
<b>Sollecitazioni</b>				
N	=	466.14	KN	azione assiale (positiva se di compressione)
M	=	1733.56	KNm	azione flettente
T	=	0.00	KN	azione tagliante
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>				
N	=	466.14	KN	
M	=	1733.56	KNm	
e	=	371.90	cm	
yn	=	39.31	cm	posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup	=	34.32	cm	posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg =	=	68076.31	cmc	momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji =	=	8245986.48	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max	=	7.42	MPa	Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max	=	292.9	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min	=	264.6	MPa	
sigma s' min	=	-90.9	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max	=		MPa	
<b>Verifica a fessurazione</b>				
N	=	466.14	KN	azione assiale
M	=	1733.56	KNm	azione flettente
N/M	=	0.27	1/m	rapporto fra azione assiale e flettente
Nf	=	354.92	KN	azione assiale per formazione fessure
Mf	=	1319.95	KNm	azione flettente per formazione fessure
sigma sf	=	223.0	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f	=	39.31	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
Il momento di formazione delle fessure è minore del momento sollecitante è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure				
Nfa	=	426.41	KN	azione assiale per apertura fessure
Mfa	=	1585.81	KNm	azione flettente per apertura fessure
sigma sfa	=	268.0	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
yn fa	=	39.31	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
c'	=	5.0	cm	copriferro minimo da normativa per armatura in zona tesa
beta	=	1.7		
beta 1	=	1.0		
beta 2	=	0.5		1,0 carichi di breve durata - 0,5 carichi di lunga durata o ciclici
k 2	=	0.4		0,4 barre ad aderenza migliorata
k 3	=	0.125		0,125 asse neutro all'interno della sezione
num s	=	10.0		numero di ferri in zona tesa
s	=	20.00	cm	passo dell'armatura in zona tesa
d max	=	24	mm	diametro massimo dell'armatura in zona tesa
d min	=	24	mm	diametro minimo dell'armatura in zona tesa
c	=	6.00	cm	copriferro armatura in zona tesa
dist	=	20.00	cm	distanza fra le file di barre in zona tesa

yn ff	=	78.53	cm	posizione asse neutro in stadio non fessurato
B eff	=	100	cm	base della sezione di cls efficace - limitazione = n-ferri * 14 * d max
H eff	=	22.80	cm	altezza della sezione di cls efficace
A cls eff	=	2280	cmq	area efficace di cls
ro s	=	0.0198		rapporto area di acciaio e area efficace di cls
s rm	=	22.05	cm	distanza fra le fessure
e sm	=	0.00081		deformazione media delle barre fra le fessure
wk	=	0.304	mm	apertura delle fessure
c/c'	=	1.200		rapporto fra copriferro reale e copriferro minimo da normativa
wk'	=	0.253	mm	apertura delle fessure corretto secondo c/c'

L'apertura delle fessure è minore di 0.3 mm: la verifica è quindi soddisfatta.

APPROVATO SDP

### 11.2.3 Verifica metà elevazione

A metà dell'elevazione sono previsti  $\phi 24 / 20$  verticali lato controterra;  $\phi 24 / 20$  verticali lato paramento di valle. L'armatura di ripartizione è costituita da  $\phi 16 / 20$  lato controterra e  $\phi 14 / 20$  lato paramento di valle.

<b><math>M_X</math> --- <math>V_Y</math></b>
--

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	26.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona tesa

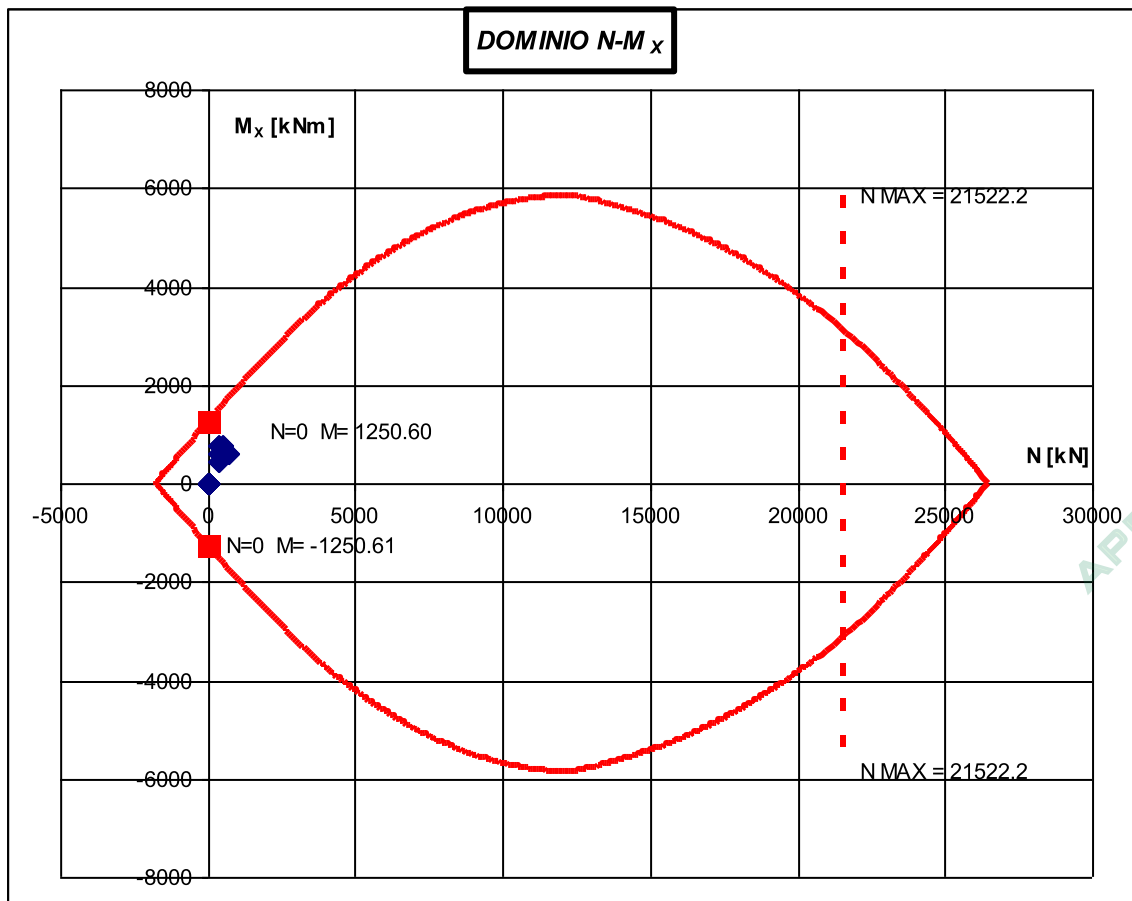
Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

APPROVATO SDP

### Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1	678.5	608.1	278.4	<b>2.82</b>
2	COMBO 2	571.7	608.1	278.4	<b>2.70</b>
3	COMBO 3	445.2	608.1	278.4	<b>2.56</b>
4	COMBO 4	338.4	608.1	278.4	<b>2.44</b>
5	COMBO 5	462.7	754.7	323.5	<b>2.08</b>
6	COMBO 6	355.9	754.7	323.5	<b>1.98</b>
7	COMBO 7	355.9	433.2	209.0	<b>3.45</b>
8	COMBO 8	686.1	608.1	278.4	<b>2.83</b>
9	COMBO 9	578.2	608.1	278.4	<b>2.71</b>
10	COMBO 10	452.1	608.1	278.4	<b>2.57</b>
11	COMBO 11	344.3	608.1	278.4	<b>2.45</b>
12	COMBO 12	467.4	760.0	325.2	<b>2.07</b>
13	COMBO 13	359.6	760.0	325.2	<b>1.97</b>
14	COMBO 14	359.6	435.6	209.7	<b>3.44</b>



### Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:

Effetto positivo della compressione sul taglio: SI

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: SI

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



Tipo di verifica a taglio:

Elemento NON armato a taglio.

**Verifica a taglio (  $V_V$  )**

$$V_{sd Y} = 325 \quad \text{kN}$$

$$V_{Rd Y} = 423 \quad \text{kN}$$

$$SF = 1.30$$

**Caratteristiche dei materiali**

Rck = 35 MPa resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo

Ec = 32588 MPa modulo elastico del calcestruzzo

**Acciaio B 450 C saldabile** tipo di acciaio

Es = 210000 MPa modulo elastico dell'acciaio

n = 15 coefficiente di omogeneizzazione

**Tensioni ammissibili**

sigma c amm = 11.00 MPa tensione ammissibile del cls a compressione

tau c0 = 0.67 MPa tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura

tau c1 = 1.97 MPa tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura

fctm = 2.83 MPa tensione media ammissibile nel cls a trazione

fcfm = 3.40 MPa tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione

sigma s amm = 255 MPa tensione ammissibile dall'acciaio

tau b = 2.00 MPa tensione tangenziale di aderenza delle barre

**Caratteristiche geometriche**

Sezione di cls

B = 100 cm base

H = 150 cm altezza

A cls = 15000 cmq area di cls

Armatura in zona tesa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila

c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila

i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila

As1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila

d2 = 0 mm diametro ferri seconda fila

c2 = 26.00 cm copriferro ferri seconda fila

i2 = 20.00 cm interasse ferri seconda fila

As2 = 0.00 cmq area acciaio ferri seconda fila

d3 = 0 mm diametro ferri terza fila

c3 = 0.00 cm copriferro ferri terza fila

i3 = 0.00 cm interasse ferri terza fila

As3 = 0.00 cmq area acciaio ferri terza fila

As = 22.62 cmq area acciaio in zona tesa

Armatura in zona compressa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila

c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila

i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila

As'1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila

d2 = 0 mm diametro ferri seconda fila

c2 = 0.00 cm copriferro ferri seconda fila

i2 = 0.00 cm interasse ferri seconda fila

As'2 = 0.00 cmq area acciaio ferri seconda fila

d3 = 0 mm diametro ferri terza fila

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**

c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	area di acciaio in zona compressa
Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls				
Ai	=	15679	cmq	area
S*i sup	=	1175894	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	75.00	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	31244342	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia
Wi sup	=	416591	cmc	momento resistente superiore
Wi inf	=	416591	cmc	momento resistente inferiore

**Sollecitazioni**

N	=	344.26	KN	azione assiale (positiva se di compressione)
M	=	573.76	KNm	azione flettente
T	=	0.00	KN	azione tagliante

**Verifica tensioni in esercizio**

N	=	344.26	KN	
M	=	573.76	KNm	
e	=	166.67	cm	
yn	=	37.57	cm	posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup	=	27.38	cm	posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg =	=	44345.13	cmc	momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji =	=	5342387.10	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max	=	2.86	MPa	Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max	=	120.30	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min	=		MPa	
sigma s' min	=	-34.7	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max	=		MPa	

**Verifica a fessurazione**

N	=	344.26	KN	azione assiale
M	=	573.76	KNm	azione flettente
N/M	=	0.60	1/m	rapporto fra azione assiale e flettente
Nf	=	841.54	KN	azione assiale per formazione fessure
Mf	=	1402.56	KNm	azione flettente per formazione fessure
sigma sf	=	294.1	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f	=	37.57	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure

Il momento di formazione delle fessure è maggiore del momento sollecitante: non è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure.



## 11.2.4 Azioni interne alla piastra di fondazione

### Spalla A

#### Geometria opera

##### Elevazione

H	=	8.5	m	altezza terreno dall'estradosso della piastra di fondazione
$\gamma_t$	=	20	kN/mc	peso specifico del terreno
$\gamma_{cls}$	=	25	kN/mc	peso specifico del calcestruzzo armato

##### Fondazione

B	=	6.00	m	larghezza trasversale della fondazione
Hfond	=	1.50	m	spessore della piastra di fondazione
Post	=	2.25	m	aggetto posteriore
Ant	=	2.25	m	aggetto anteriore
L	=	13.80	m	lunghezza della fondazione

##### Carico accidentale

q	=	48.30	kN/mq	sovraccarico laterale a tergo della spalla
---	---	-------	-------	--

Nota: sia per l'aggetto anteriore che per l'aggetto posteriore della piastra di fondazione si considera come momento flettente positivo quello che tende le fibre inferiori della piastra.

##### Aggetto anteriore

Wc ant	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto anteriore
Mc ant	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto anteriore dovuto al peso del c.a.

##### Aggetto posteriore

Wc post	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Wt post	=	5278.5	kN	peso del terreno agente sull'aggetto posteriore
Wq post	=	1499.7	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Mc post	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del c.a.
Mt post	=	-5938.3	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del terreno
Mq post	=	-1687.2	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al sovraccarico

#### Azioni nei pali per le combinazioni statiche e Sisma +X [kN]

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
1	3244	3215	3186	3158	3129	1701	1672	1643	1615	1586	STR
2	3379	3351	3322	3293	3264	1429	1401	1372	1343	1315	
3	3280	3236	3193	3149	3105	1589	1545	1501	1458	1414	
4	3301	3273	3244	3215	3187	1609	1580	1551	1522	1494	
5	2621	2592	2563	2535	2506	1291	1262	1234	1205	1176	
6	2756	2728	2699	2670	2642	1020	991	962	934	905	
7	2657	2614	2570	2526	2482	1179	1135	1091	1048	1004	
8	2679	2650	2621	2592	2564	1199	1170	1141	1113	1084	
9	3244	3215	3186	3158	3129	1701	1672	1643	1615	1586	
10	3379	3351	3322	3293	3264	1429	1401	1372	1343	1315	
11	3280	3236	3193	3149	3105	1589	1545	1501	1458	1414	
12	3301	3273	3244	3215	3187	1609	1580	1551	1522	1494	
13	2621	2592	2563	2535	2506	1291	1262	1234	1205	1176	
14	2756	2728	2699	2670	2642	1020	991	962	934	905	
15	2657	2614	2570	2526	2482	1179	1135	1091	1048	1004	
16	2679	2650	2621	2592	2564	1199	1170	1141	1113	1084	
17	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	
18	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	
19	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
20	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	
21	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	

22	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	
23	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
24	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	GEO
25	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	
26	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	
27	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
28	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	
29	2730	2705	2681	2656	2631	1041	1016	991	966	941	
30	2846	2821	2796	2771	2746	810	785	760	735	710	
31	2763	2725	2687	2649	2611	945	907	869	831	793	
32	2803	2778	2754	2729	2704	938	913	889	864	839	
33	2392	2373	2354	2335	2316	1262	1243	1223	1204	1185	
34	2493	2474	2455	2435	2416	1061	1042	1022	1003	984	RARA
35	2411	2382	2353	2324	2294	1182	1153	1124	1095	1066	
36	2435	2416	2397	2378	2359	1193	1174	1155	1136	1117	
37	2101	2091	2081	2071	2061	1251	1241	1231	1221	1211	
38	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	FREQ
39	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
40	2195	2185	2175	2165	2155	1101	1091	1081	1071	1061	
41	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
42	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	Q.P.
43	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
44	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	
45	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	
46	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	
47	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	
48	2366	2356	2346	2336	2326	624	614	604	594	584	SLV NO TRAFF
49	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
50	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
51	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
52	1675	1665	1655	1645	1635	1315	1305	1295	1285	1275	
53	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	
54	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	
55	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	
56	3109	3099	3089	3079	3069	21	11	1	-9	-19	SLV TRAFF
57	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
58	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
59	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
60	1260	1250	1240	1230	1220	1871	1861	1851	1841	1831	
61	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	
62	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	
63	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	
64	2037	2027	2017	2007	1997	953	943	933	923	913	SLD NO TRAFF
65	1790	1780	1770	1760	1750	1200	1190	1180	1170	1160	
66	1790	1780	1770	1760	1750	1200	1190	1180	1170	1160	
67	1790	1780	1770	1760	1750	1200	1190	1180	1170	1160	
68	1751	1741	1731	1721	1711	1239	1229	1219	1209	1199	
69	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	
70	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	
71	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	Società di Progetto Breganzi SpA
72	2410	2400	2390	2380	2370	721	711	700	690	680	SLD
73	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	TRAFF

74	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	
75	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	
76	1670	1660	1650	1640	1630	1461	1450	1440	1430	1420	
77	3186	3149	3111	3073	3035	1659	1621	1583	1545	1508	STR
78	2564	2526	2488	2450	2412	1249	1211	1173	1136	1098	
79	3186	3149	3111	3073	3035	1659	1621	1583	1545	1508	
80	2564	2526	2488	2450	2412	1249	1211	1173	1136	1098	
81	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	GEO
82	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	
83	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	
84	2715	2683	2650	2617	2584	1032	999	966	934	901	
85	2349	2323	2298	2273	2248	1229	1204	1179	1154	1128	RARA
86	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	FREQ
87	1978	1968	1958	1948	1938	1153	1143	1133	1123	1113	Q.P.

**Azioni nei pali Sisma +Y [kN]**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
45	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	SLV NO TRAFF
46	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
47	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
48	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
49	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
50	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
51	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
52	1985	1910	1834	1758	1683	1267	1192	1116	1041	965	
53	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	SLV TRAFF
54	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	
55	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	
56	2109	2033	1958	1882	1807	1284	1209	1133	1057	982	
57	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
58	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
59	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
60	2504	2231	1958	1685	1411	1679	1406	1133	860	586	
61	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	SLD NO TRAFF
62	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
63	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
64	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
65	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
66	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
67	1901	1868	1834	1801	1767	1183	1150	1116	1083	1049	
68	1930	1882	1834	1786	1738	1212	1164	1116	1068	1021	
69	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	SLD TRAFF
70	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	
71	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	
72	2025	1991	1958	1924	1891	1200	1166	1133	1099	1066	
73	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	
74	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	
75	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	
76	2203	2081	1958	1835	1712	1378	1256	1133	1010	887	

Società di Progetto

Brebemi SpA



		PERM.
STR	FAV	1

	SFAV	1.3
GEO	FAV	1
	SFAV	1
RARA	FAV	1
	SFAV	1
FREQ	FAV	1
	SFAV	1
Q.P.	FAV	1
	SFAV	1
E-SLV	FAV	1
	SFAV	1
E-SLD	FAV	1
	SFAV	1

**Sollecitazioni nelle sezioni aggetto anteriore e aggetto posteriore (al metro lineare)**  
**Statico e Sisma+X**

Comb.	moltiplicatore traffico	Aggetto posteriore				Aggetto anteriore				
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		
		M	V	M	V	M	V	M	V	
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	
1	1.35	203	-18	45	-158	1637	1070	1608	1045	STR
2	1.01	97	-80	-61	-220	1710	1119	1682	1094	
3	1.01	167	-33	9	-173	1640	1072	1612	1047	
4	1.01	194	-15	36	-155	1668	1091	1640	1066	
5	1.35	-20	-167	-177	-307	1298	844	1270	819	
6	1.01	-126	-228	-284	-368	1372	894	1343	868	
7	1.01	-56	-181	-213	-322	1302	847	1273	821	
8	1.01	-29	-163	-186	-303	1330	865	1301	840	
9	1.35	203	-18	45	-158	1637	1070	1608	1045	
10	1.01	97	-80	-61	-220	1710	1119	1682	1094	
11	1.01	167	-33	9	-173	1640	1072	1612	1047	
12	1.01	194	-15	36	-155	1668	1091	1640	1066	
13	1.35	-20	-167	-177	-307	1298	844	1270	819	
14	1.01	-126	-228	-284	-368	1372	894	1343	868	
15	1.01	-56	-181	-213	-322	1302	847	1273	821	
16	1.01	-29	-163	-186	-303	1330	865	1301	840	
17	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
18	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
19	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
20	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	
21	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
22	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
23	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
24	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	
25	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
26	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
27	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
28	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	
29	1.15	-127	-233	-127	-233	1362	887	1362	887	
30	0.86	-218	-285	-218	-285	1425	929	1425	929	
31	0.86	-159	-246	-159	-246	1366	889	1366	889	
32	0.86	-148	-239	-148	-239	1402	913	1402	913	

33	1.00	17	-132	17	-132	1185	769	1185	769	RARA
34	0.75	-61	-178	-61	-178	1239	805	1239	805	
35	0.75	-6	-141	-6	-141	1184	768	1184	768	
36	0.75	11	-130	11	-130	1208	784	1208	784	
37	0.75	52	-102	52	-102	1036	670	1036	670	FREQ
38	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
39	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
40	0.20	38	-97	38	-97	1087	704	1087	704	
41	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	Q.P.
42	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
43	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
44	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
45	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	SLV NO TRAFF
46	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	
47	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	
48	0.00	-197	-248	-197	-248	1180	766	1180	766	
49	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
50	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
51	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
52	0.00	179	2	179	2	805	515	805	515	
53	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	
54	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	SLV TRAFF
55	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	
56	0.20	-549	-488	-549	-488	1584	1035	1584	1035	
57	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
58	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
59	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
60	0.20	456	182	456	182	579	365	579	365	
61	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	SLD NO TRAFF
62	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	
63	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	
64	0.00	-18	-129	-18	-129	1001	646	1001	646	
65	0.00	116	-39	116	-39	867	557	867	557	
66	0.00	116	-39	116	-39	867	557	867	557	
67	0.00	116	-39	116	-39	867	557	867	557	
68	0.00	137	-25	137	-25	846	543	846	543	
69	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	SLD TRAFF
70	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	
71	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	
72	0.20	-169	-235	-169	-235	1204	782	1204	782	
73	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
74	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
75	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
76	0.20	233	33	233	33	802	514	802	514	
77	1.01	211	-3	54	-143	1596	1043	1567	1017	STR
78	1.01	-11	-152	-169	-292	1257	817	1229	792	
79	1.01	211	-3	54	-143	1596	1043	1567	1017	
80	1.01	-11	-152	-169	-292	1257	817	1229	792	
81	1.01	-124	-227	-124	-227	1345	876	1345	876	Società di Progetto GEO Brenni SpA
82	1.01	-124	-227	-124	-227	1345	876	1345	876	
83	1.01	24	-121	24	-121	1154	748	1154	748	
84	1.01	66	-78	66	-78	969	625	969	625	

85	0.75	24	-121	24	-121	1154	748	1154	748	RARA
86	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	FREQ
87	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	Q.P.

**Sisma+Y**

Comb.	moltiplicatore traffico	Aggetto posteriore				Aggetto anteriore				
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		
		M	V	M	V	M	V	M	V	
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	
45	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	SLV NO TRAFF
46	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
47	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
48	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
49	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
50	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
51	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
52	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
53	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	SLV TRAFF
54	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
55	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
56	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
57	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
58	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
59	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
60	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
61	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	SLD NO TRAFF
62	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
63	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
64	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
65	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
66	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
67	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
68	0.00	81	-62	81	-62	902	580	902	580	
69	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	SLD TRAFF
70	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
71	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
72	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
73	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
74	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
75	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	
76	0.20	66	-78	66	-78	969	625	969	625	

## Spalla B

### Geometria opera

#### Elevazione

H	=	8.5	m	altezza terreno dall'estradosso della piastra di fondazione
$\gamma_t$	=	20	kN/mc	peso specifico del terreno
$\gamma_{cls}$	=	25	kN/mc	peso specifico del calcestruzzo armato

#### Fondazione

B	=	6.00	m	larghezza trasversale della fondazione
Hfond	=	1.50	m	spessore della piastra di fondazione
Post	=	2.25	m	aggetto posteriore
Ant	=	2.25	m	aggetto anteriore
L	=	13.80	m	lunghezza della fondazione

#### Carico accidentale

q	=	48.3	kN/mq	sovraccarico laterale a tergo della spalla
---	---	------	-------	--

Nota: sia per l'aggetto anteriore che per l'aggetto posteriore della piastra di fondazione si considera come momento flettente positivo quello che tende le fibre inferiori della piastra.

#### Aggetto anteriore

Wc ant	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto anteriore
Mc ant	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto anteriore dovuto al peso del c.a.

#### Aggetto posteriore

Wc post	=	1164.4	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Wt post	=	5278.5	kN	peso del terreno agente sull'aggetto posteriore
Wq post	=	1499.7	kN	peso del calcestruzzo dell'aggetto posteriore
Mc post	=	-1309.9	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del c.a.
Mt post	=	-5938.3	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al peso del terreno
Mq post	=	-1687.2	kNm	momento flettente all'incastro dell'aggetto posteriore dovuto al sovraccarico

### Azioni nei pali per le combinazioni statiche e Sisma +X [kN]

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
1	3162	3133	3104	3076	3047	1783	1754	1725	1697	1668	STR
2	3086	3057	3029	3000	2971	1723	1694	1665	1636	1608	
3	3116	3072	3029	2985	2941	1753	1709	1665	1621	1578	
4	3219	3191	3162	3133	3105	1691	1662	1633	1604	1576	
5	2539	2510	2482	2453	2424	1373	1344	1316	1287	1258	
6	2463	2435	2406	2377	2349	1313	1284	1255	1227	1198	
7	2493	2450	2406	2362	2319	1343	1299	1255	1212	1168	
8	2597	2568	2539	2511	2482	1281	1252	1223	1195	1166	
9	3162	3133	3104	3076	3047	1783	1754	1725	1697	1668	
10	3086	3057	3029	3000	2971	1723	1694	1665	1636	1608	
11	3116	3072	3029	2985	2941	1753	1709	1665	1621	1578	
12	3219	3191	3162	3133	3105	1691	1662	1633	1604	1576	
13	2539	2510	2482	2453	2424	1373	1344	1316	1287	1258	
14	2463	2435	2406	2377	2349	1313	1284	1255	1227	1198	
15	2493	2450	2406	2362	2319	1343	1299	1255	1212	1168	
16	2597	2568	2539	2511	2482	1281	1252	1223	1195	1166	
17	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012	
18	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961	
19	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935	
20	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910	
21	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012	
22	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961	
23	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935	

24	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910	GEO								
25	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012		RARA							
26	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961			FREQ						
27	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935				Q.P.					
28	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910					SLV NO TRAFF				
29	2659	2634	2610	2585	2560	1112	1087	1062	1037	1012						SLV TRAFF			
30	2595	2570	2545	2520	2495	1060	1036	1011	986	961							SLD NO TRAFF		
31	2621	2583	2545	2507	2469	1087	1049	1011	973	935								SLD TRAFF	
32	2732	2707	2683	2658	2633	1009	984	960	935	910									SLD TRAFF
33	2338	2319	2300	2280	2261	1316	1297	1278	1259	1240									
34	2282	2263	2244	2224	2205	1272	1253	1233	1214	1195	SLD TRAFF								
35	2302	2273	2244	2214	2185	1292	1263	1233	1204	1175		SLD TRAFF							
36	2380	2361	2342	2323	2304	1248	1229	1210	1191	1171			SLD TRAFF						
37	2046	2036	2026	2016	2006	1306	1296	1286	1276	1266				SLD TRAFF					
38	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168					SLD TRAFF				
39	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168						SLD TRAFF			
40	2140	2130	2120	2110	2100	1155	1145	1135	1125	1115							SLD TRAFF		
41	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168								SLD TRAFF	
42	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168									SLD TRAFF
43	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168									
44	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	SLD TRAFF								
45	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639		SLD TRAFF							
46	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639			SLD TRAFF						
47	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639				SLD TRAFF					
48	2312	2302	2292	2282	2272	679	669	659	649	639					SLD TRAFF				
49	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330						SLD TRAFF			
50	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330							SLD TRAFF		
51	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330								SLD TRAFF	
52	1621	1611	1601	1591	1581	1370	1360	1350	1340	1330									SLD TRAFF
53	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575									
54	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575	SLD TRAFF								
55	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575		SLD TRAFF							
56	2516	2506	2496	2486	2476	615	605	595	585	575			SLD TRAFF						
57	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346				SLD TRAFF					
58	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346					SLD TRAFF				
59	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346						SLD TRAFF			
60	1744	1734	1724	1714	1704	1386	1376	1366	1356	1346							SLD TRAFF		
61	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968								SLD TRAFF	
62	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968									SLD TRAFF
63	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968									
64	1983	1972	1962	1952	1942	1008	998	988	978	968	SLD TRAFF								
65	1736	1726	1716	1706	1695	1255	1245	1235	1225	1215		SLD TRAFF							
66	1736	1726	1716	1706	1695	1255	1245	1235	1225	1215			SLD TRAFF						
67	1736	1726	1716	1706	1695	1255	1245	1235	1225	1215				SLD TRAFF					
68	1696	1686	1676	1666	1656	1294	1284	1274	1264	1254					SLD TRAFF				
69	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979						SLD TRAFF			
70	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979							SLD TRAFF		
71	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979								SLD TRAFF	
72	2112	2102	2092	2082	2072	1019	1009	999	989	979									SLD TRAFF
73	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231									
74	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231	SLD TRAFF								
75	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231		SLD TRAFF							



76	1859	1849	1839	1829	1819	1271	1261	1251	1241	1231	
77	3104	3067	3029	2991	2953	1741	1703	1665	1627	1589	STR
78	2482	2444	2406	2368	2330	1331	1293	1255	1218	1180	
79	3104	3067	3029	2991	2953	1741	1703	1665	1627	1589	
80	2482	2444	2406	2368	2330	1331	1293	1255	1218	1180	
81	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	GEO
82	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	
83	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	
84	2644	2612	2579	2546	2513	1103	1070	1037	1005	972	
85	2294	2269	2244	2218	2193	1284	1259	1233	1208	1183	RARA
86	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	FREQ
87	1923	1913	1903	1893	1883	1208	1198	1188	1178	1168	Q.P.

**Azioni nei pali Sisma +Y [kN]**

Comb.	Palo 1	Palo 2	Palo 3	Palo 4	Palo 5	Palo 6	Palo 7	Palo 8	Palo 9	Palo 10	
45	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	SLV NO TRAFF
46	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
47	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
48	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
49	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
50	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
51	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
52	1931	1855	1779	1704	1628	1322	1246	1171	1095	1020	
53	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	SLV TRAFF
54	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	
55	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	
56	2054	1979	1903	1828	1752	1339	1263	1188	1112	1036	
57	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	
58	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	
59	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	
60	2450	2176	1903	1630	1357	1734	1461	1188	914	641	
61	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	SLD NO TRAFF
62	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
63	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
64	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
65	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
66	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
67	1846	1813	1779	1746	1713	1238	1204	1171	1137	1104	
68	1875	1827	1779	1732	1684	1267	1219	1171	1123	1075	
69	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	SLD TRAFF
70	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	
71	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	
72	1970	1937	1903	1870	1836	1254	1221	1188	1154	1121	
73	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	
74	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	
75	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	
76	2149	2026	1903	1780	1658	1433	1310	1188	1065	942	

		PERM.
STR	FAV	1
	SFAV	1.3
GEO	FAV	1

	SFAV	1
RARA	FAV	1
	SFAV	1
FREQ	FAV	1
	SFAV	1
Q.P.	FAV	1
	SFAV	1
E-SLV	FAV	1
	SFAV	1
E-SLD	FAV	1
	SFAV	1

**Sollecitazioni nelle sezioni aggetto anteriore e aggetto posteriore (al metro lineare)**  
**Statico e Sisma+X**

Comb.	moltiplicatore traffico	Aggetto posteriore				Aggetto anteriore				
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		
		M	V	M	V	M	V	M	V	
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	
1	1.35	247	12	90	-129	1592	1040	1564	1015	STR
2	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	
3	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	
4	1.01	239	15	81	-125	1624	1061	1595	1036	
5	1.35	25	-137	-133	-277	1254	815	1225	789	
6	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	
7	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	
8	1.01	16	-134	-142	-274	1285	836	1257	810	
9	1.35	247	12	90	-129	1592	1040	1564	1015	
10	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	
11	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	
12	1.01	239	15	81	-125	1624	1061	1595	1036	
13	1.35	25	-137	-133	-277	1254	815	1225	789	
14	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	
15	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	
16	1.01	16	-134	-142	-274	1285	836	1257	810	
17	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861	GEO
18	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
19	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
20	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888	
21	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861	
22	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
23	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
24	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888	
25	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861	
26	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
27	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
28	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888	
29	1.15	-89	-207	-89	-207	1323	861	1323	861	
30	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
31	0.86	-81	-194	-81	-194	1288	838	1288	838	
32	0.86	-109	-213	-109	-213	1363	888	1363	888	
33	1.00	47	-113	47	-113	1155	749	1155	749	
34	0.75	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729	

Società di Progetto  
Erobent SpA  
RARA

35	0.75	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729	
36	0.75	41	-110	41	-110	1178	764	1178	764	
37	0.75	82	-83	82	-83	1006	650	1006	650	FREQ
38	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
39	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
40	0.20	67	-77	67	-77	1057	684	1057	684	
41	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
42	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	Q.P.
43	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
44	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
45	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	
46	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	SLV NO TRAFF
47	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	
48	0.00	-167	-228	-167	-228	1151	746	1151	746	
49	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	
50	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	
51	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	
52	0.00	208	22	208	22	775	496	775	496	
53	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	SLV TRAFF
54	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	
55	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	
56	0.20	-226	-273	-226	-273	1261	820	1261	820	
57	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	
58	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	
59	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	
60	0.20	193	6	193	6	842	540	842	540	
61	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	SLD NO TRAFF
62	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	
63	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	
64	0.00	12	-109	12	-109	972	627	972	627	
65	0.00	146	-19	146	-19	837	537	837	537	
66	0.00	146	-19	146	-19	837	537	837	537	
67	0.00	146	-19	146	-19	837	537	837	537	
68	0.00	167	-5	167	-5	816	523	816	523	
69	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	SLD TRAFF
70	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	
71	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	
72	0.20	-7	-127	-7	-127	1042	674	1042	674	
73	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	
74	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	
75	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	
76	0.20	130	-35	130	-35	905	582	905	582	
77	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	STR
78	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	
79	1.01	256	26	98	-114	1551	1013	1523	988	
80	1.01	33	-122	-124	-262	1213	787	1184	762	
81	1.01	-85	-201	-85	-201	1307	850	1307	850	GEO
82	1.01	-85	-201	-85	-201	1307	850	1307	850	
83	1.01	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729	
84	1.01	96	-58	96	-58	939	605	939	605	Società di Progetto Brenetti SPA
85	0.75	53	-101	53	-101	1124	729	1124	729	RARA
86	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	FREQ

87	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	Q.P.
----	------	----	-----	----	-----	-----	-----	-----	-----	------

**Sisma+Y**

Comb.	moltiplicatore traffico	Aggetto posteriore				Aggetto anteriore				
		Favorevole		Sfavorevole		Favorevole		Sfavorevole		
		M	V	M	V	M	V	M	V	
		kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	kNm/m	kN/m	
45	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	SLV NO TRAFF
46	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
47	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
48	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
49	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
50	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
51	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
52	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
53	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	SLV TRAFF
54	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
55	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
56	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
57	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
58	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
59	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
60	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
61	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	SLD NO TRAFF
62	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
63	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
64	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
65	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
66	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
67	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
68	0.00	111	-43	111	-43	872	560	872	560	
69	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	SLD TRAFF
70	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
71	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
72	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
73	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
74	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
75	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	
76	0.20	96	-58	96	-58	939	605	939	605	

### 11.2.5 Verifica aggetto anteriore piastra

All'incastro nell'aggetto anteriore sono previsti  $\phi 24 / 20$  all'estradosso della fondazione e  $\phi 24 / 20 + \phi 20 / 20$  lato controterra. È prevista inoltre un'armatura a taglio costituita da 3 staffe  $\phi 16 / 20$ .

L'armatura di ripartizione è costituita da  $\phi 16 / 20$  lato estradosso della fondazione e lato controterra.

#### Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

<b><math>M_X</math> --- <math>V_Y</math></b>
--

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	20	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	6.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	15.71	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	38.33	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

Armatura trasversale, staffe e/o ferri piegati (per sollecitazione  $V_Y$ )

$\theta$	=	45	°	Inclinazione della biella di cls (standard: 45°)
Asw 1° ordine:				
$\alpha$	=	90	°	staffe: 90°; ferri piegati: angolo minore di 90°
n° bracci	=	5		
$\phi 1$	=	16	mm	Diametro staffe primo ordine
s	=	200	mm	Passo delle staffe

APPROVATO SDP

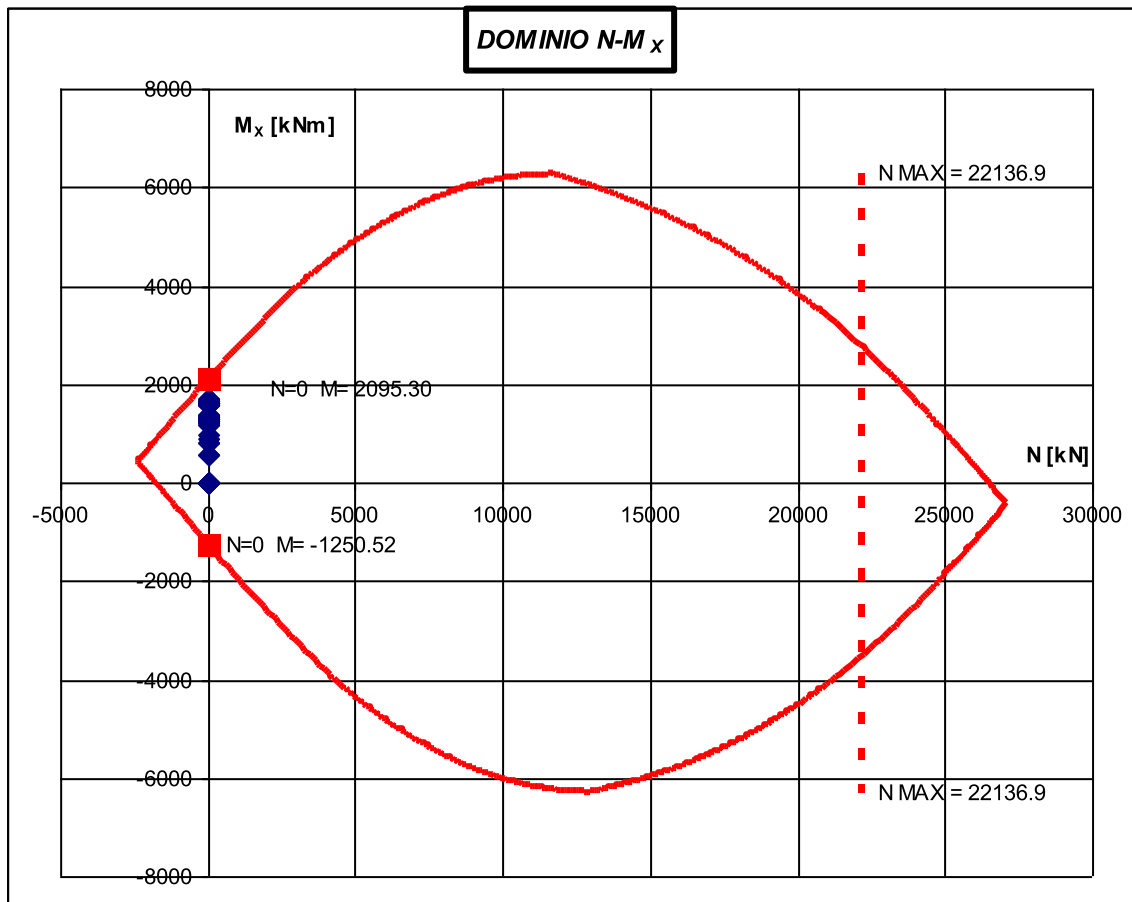
## Spalla A

### Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1		1636.8	1070.1	<b>1.28</b>
2	COMBO 2		1710.4	1119.2	<b>1.23</b>
3	COMBO 3		1640.2	1072.4	<b>1.28</b>
4	COMBO 4		1668.1	1091.0	<b>1.26</b>
5	COMBO 5		1298.3	844.4	<b>1.61</b>
6	COMBO 6		1371.9	893.5	<b>1.53</b>
7	COMBO 7		1301.7	846.7	<b>1.61</b>
8	COMBO 8		1329.6	865.3	<b>1.58</b>
9	COMBO 9		1636.8	1070.1	<b>1.28</b>
10	COMBO 10		1710.4	1119.2	<b>1.23</b>
11	COMBO 11		1640.2	1072.4	<b>1.28</b>
12	COMBO 12		1668.1	1091.0	<b>1.26</b>
13	COMBO 13		1298.3	844.4	<b>1.61</b>
14	COMBO 14		1371.9	893.5	<b>1.53</b>
15	COMBO 15		1301.7	846.7	<b>1.61</b>
16	COMBO 16		1329.6	865.3	<b>1.58</b>
17	COMBO 17		1608.3	1044.8	<b>1.30</b>
18	COMBO 18		1681.9	1093.9	<b>1.25</b>
19	COMBO 19		1611.7	1047.1	<b>1.30</b>
20	COMBO 20		1639.6	1065.7	<b>1.28</b>
21	COMBO 21		1269.8	819.1	<b>1.65</b>
22	COMBO 22		1343.5	868.2	<b>1.56</b>
23	COMBO 23		1273.2	821.4	<b>1.65</b>
24	COMBO 24		1301.1	840.0	<b>1.61</b>
25	COMBO 25		1608.3	1044.8	<b>1.30</b>
26	COMBO 26		1681.9	1093.9	<b>1.25</b>
27	COMBO 27		1611.7	1047.1	<b>1.30</b>
28	COMBO 28		1639.6	1065.7	<b>1.28</b>
29	COMBO 29		1269.8	819.1	<b>1.65</b>
30	COMBO 30		1343.5	868.2	<b>1.56</b>
31	COMBO 31		1273.2	821.4	<b>1.65</b>
32	COMBO 32		1301.1	840.0	<b>1.61</b>
33	COMBO 33		1595.7	1042.7	<b>1.31</b>
34	COMBO 34		1257.2	817.0	<b>1.67</b>
35	COMBO 35		1595.7	1042.7	<b>1.31</b>
36	COMBO 36		1257.2	817.0	<b>1.67</b>
37	COMBO 37		1567.2	1017.4	<b>1.34</b>
38	COMBO 38		1228.7	791.7	<b>1.71</b>
39	COMBO 39		1567.2	1017.4	<b>1.34</b>
40	COMBO 40		1228.7	791.7	<b>1.71</b>
41	COMBO 41		1180.2	765.7	<b>1.78</b>
42	COMBO 42		804.6	515.3	<b>2.60</b>
43	COMBO 43		1584.1	1035.0	<b>1.32</b>
44	COMBO 44		579.0	364.9	<b>3.62</b>
45	COMBO 45		1180.2	765.7	<b>1.78</b>
46	COMBO 46		804.6	515.3	<b>2.60</b>
47	COMBO 47		1584.1	1035.0	<b>1.32</b>
48	COMBO 48		579.0	364.9	<b>3.62</b>

APPROVATO SDP

49	COMBO 49		901.9	580.1	<b>2.32</b>
50	COMBO 50		969.1	625.0	<b>2.16</b>



**Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:**

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

**Verifica a taglio (V<sub>y</sub>)**

V<sub>sd y</sub> = 1119 kN

V<sub>Rd y</sub> = 2204 kN

SF = 1.97

**Spalla B**

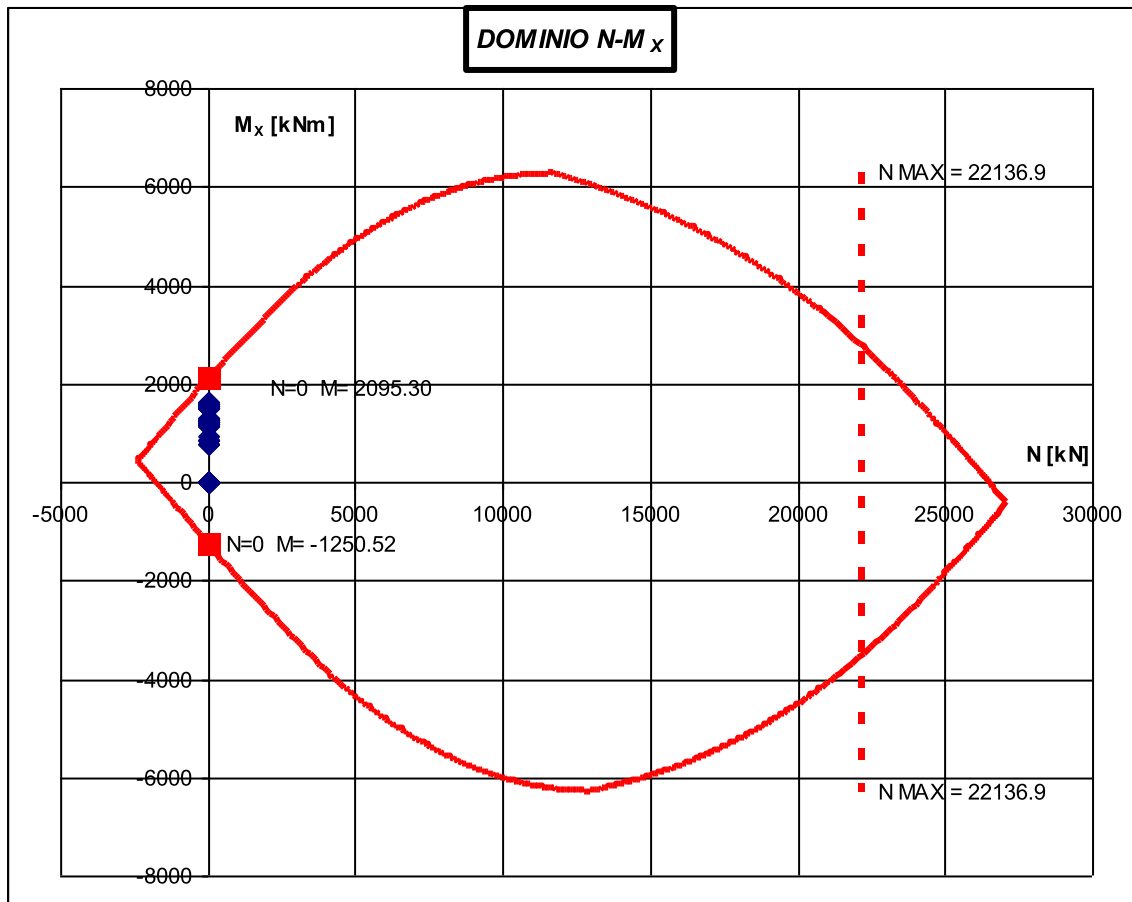
**Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta**

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX SF MIN
1	COMBO 1		1592.2	1040.4	<b>1.32</b>

2	COMBO 2		1551.2	1013.0	<b>1.35</b>
3	COMBO 3		1551.2	1013.0	<b>1.35</b>
4	COMBO 4		1623.6	1061.3	<b>1.29</b>
5	COMBO 5		1253.8	814.7	<b>1.67</b>
6	COMBO 6		1212.7	787.4	<b>1.73</b>
7	COMBO 7		1212.7	787.4	<b>1.73</b>
8	COMBO 8		1285.1	835.6	<b>1.63</b>
9	COMBO 9		1592.2	1040.4	<b>1.32</b>
10	COMBO 10		1551.2	1013.0	<b>1.35</b>
11	COMBO 11		1551.2	1013.0	<b>1.35</b>
12	COMBO 12		1623.6	1061.3	<b>1.29</b>
13	COMBO 13		1253.8	814.7	<b>1.67</b>
14	COMBO 14		1212.7	787.4	<b>1.73</b>
15	COMBO 15		1212.7	787.4	<b>1.73</b>
16	COMBO 16		1285.1	835.6	<b>1.63</b>
17	COMBO 17		1563.8	1015.1	<b>1.34</b>
18	COMBO 18		1522.7	987.7	<b>1.38</b>
19	COMBO 19		1522.7	987.7	<b>1.38</b>
20	COMBO 20		1595.1	1036.0	<b>1.31</b>
21	COMBO 21		1225.3	789.4	<b>1.71</b>
22	COMBO 22		1184.2	762.0	<b>1.77</b>
23	COMBO 23		1184.2	762.0	<b>1.77</b>
24	COMBO 24		1256.6	810.3	<b>1.67</b>
25	COMBO 25		1563.8	1015.1	<b>1.34</b>
26	COMBO 26		1522.7	987.7	<b>1.38</b>
27	COMBO 27		1522.7	987.7	<b>1.38</b>
28	COMBO 28		1595.1	1036.0	<b>1.31</b>
29	COMBO 29		1225.3	789.4	<b>1.71</b>
30	COMBO 30		1184.2	762.0	<b>1.77</b>
31	COMBO 31		1184.2	762.0	<b>1.77</b>
32	COMBO 32		1256.6	810.3	<b>1.67</b>
33	COMBO 33		1551.2	1013.0	<b>1.35</b>
34	COMBO 34		1212.7	787.4	<b>1.73</b>
35	COMBO 35		1551.2	1013.0	<b>1.35</b>
36	COMBO 36		1212.7	787.4	<b>1.73</b>
37	COMBO 37		1522.7	987.7	<b>1.38</b>
38	COMBO 38		1184.2	762.0	<b>1.77</b>
39	COMBO 39		1522.7	987.7	<b>1.38</b>
40	COMBO 40		1184.2	762.0	<b>1.77</b>
41	COMBO 41		1150.5	745.9	<b>1.82</b>
42	COMBO 42		774.9	495.5	<b>2.70</b>
43	COMBO 43		1261.5	819.9	<b>1.66</b>
44	COMBO 44		842.2	540.4	<b>2.49</b>
45	COMBO 45		1150.5	745.9	<b>1.82</b>
46	COMBO 46		774.9	495.5	<b>2.70</b>
47	COMBO 47		1261.5	819.9	<b>1.66</b>
48	COMBO 48		842.2	540.4	<b>2.49</b>
49	COMBO 49		872.2	560.4	<b>2.40</b>
50	COMBO 50		939.4	605.2	<b>2.23</b>

APPROVATO SDP





**Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:**

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

**Verifica a taglio ( V<sub>y</sub> )**

V<sub>sd y</sub> = 1061 kN

V<sub>Rd y</sub> = 2204 kN

SF = 2.08

Verifica a fessurazione all'incastro dell'aggetto anteriore

**Caratteristiche dei materiali**

R<sub>ck</sub> = 35 MPa resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo

E<sub>c</sub> = 32588 MPa modulo elastico del calcestruzzo

**Acciaio B 450 C saldabile** tipo di acciaio

E<sub>s</sub> = 210000 MPa modulo elastico dell'acciaio

n = 15 coefficiente di omogeneizzazione

**Tensioni ammissibili**

sigma c amm = 11.00 MPa tensione ammissibile del cls a compressione

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



tau c0	=	0.67	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura
tau c1	=	1.97	MPa	tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura
fctm	=	2.83	MPa	tensione media ammissibile nel cls a trazione
fcfm	=	3.40	MPa	tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione
sigma s amm	=	255	MPa	tensione ammissibile dall'acciaio
tau b	=	2.00	MPa	tensione tangenziale di aderenza delle barre

### Caratteristiche geometriche

#### Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

#### Armatura in zona tesa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	20	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	6.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	20.00	cm	interasse ferri seconda fila
As2	=	15.71	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As	=	38.33	cmq	area acciaio in zona tesa

#### Armatura in zona compressa

d1	=	24	mm	diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	area di acciaio in zona compressa

#### Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls

Ai	=	15914	cmq	area
S*i sup	=	1209587	cmc	momento statico superiore
ygi sup	=	76.01	cm	posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore
Ji	=	32317715.69	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia
Wi sup	=	425195	cmc	momento resistente superiore
Wi inf	=	436766	cmc	momento resistente inferiore

#### Sollecitazioni

N	=	0.00	KN	azione assiale (positiva se di compressione)
M	=	1239.10	KNm	azione flettente
T	=	0.00	KN	azione tagliante

#### Verifica tensioni in esercizio

N	=	0.00	KN	
M	=	1239.10	KNm	

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



e	=	0.00	cm	
yn	=	32.99	cm	posizione asse neutro da lembo superiore
yg sup	=	32.99	cm	posizione del baricentro della sezione parzializzata
S* yg =	=	63176.68	cmc	momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata
Ji =	=	8365259.43	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia della sezione parzializzata
sigma c max	=	4.89	MPa	Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta
sigma s max	=	244.4	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s min	=	244.2	MPa	
sigma s' min	=	-57.3	MPa	Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta
sigma s' max	=		MPa	

**Verifica a fessurazione**

N	=	0.00	KN	azione assiale
M	=	1239.10	KNm	azione flettente
N/M	=	0.00	1/m	rapporto fra azione assiale e flettente
Nf	=	0.00	KN	azione assiale per formazione fessure
Mf	=	1236.05	KNm	azione flettente per formazione fessure
sigma sf	=	243.8	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
yn f	=	32.99	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure
Il momento di formazione delle fessure è minore del momento sollecitante è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure				
Nfa	=	0.00	KN	azione assiale per apertura fessure
Mfa	=	1485.00	KNm	azione flettente per apertura fessure
sigma sfa	=	292.9	MPa	tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
yn fa	=	32.99	cm	posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di apertura delle fessure
c'	=	6.0	cm	copriferro minimo da normativa per armatura in zona tesa
beta	=	1.7		
beta 1	=	1.0		
beta 2	=	0.5		1,0 carichi di breve durata - 0,5 carichi di lunga durata o ciclici
k 2	=	0.4		0,4 barre ad aderenza migliorata
k 3	=	0.125		0,125 asse neutro all'interno della sezione
num s	=	10.0		numero di ferri in zona tesa
s	=	10.00	cm	passo dell'armatura in zona tesa
d max	=	24	mm	diametro massimo dell'armatura in zona tesa
d min	=	20	mm	diametro minimo dell'armatura in zona tesa
c	=	6.00	cm	copriferro armatura in zona tesa
dist	=	-0.20	cm	distanza fra le file di barre in zona tesa
yn ff	=	76.01	cm	posizione asse neutro in stadio non fessurato
B eff	=	100	cm	base della sezione di cls efficace - limitazione = n-ferri * 14 * d max
H eff	=	20.00	cm	altezza della sezione di cls efficace
A cls eff	=	2000	cmq	area efficace di cls
ro s	=	0.0192		rapporto area di acciaio e area efficace di cls
s rm	=	20.26	cm	distanza fra le fessure
e sm	=	0.00047		deformazione media delle barre fra le fessure
wk	=	0.160	mm	apertura delle fessure
c/c'	=	1.000		rapporto fra copriferro reale e copriferro minimo da normativa
wk'	=	0.160	mm	apertura delle fessure corretto secondo c/c'

APPROVATO SDP

L'apertura delle fessure è minore di 0.3 mm: la verifica è quindi soddisfatta.

### 11.2.6 Verifica aggetto posteriore piastra

All'incastro nell'aggetto posteriore sono previsti  $\phi 24 / 20$  all'estradosso della fondazione e lato controterra. È prevista inoltre un'armatura a taglio costituita da 3 staffe  $\phi 16 / 40$ .

L'armatura di ripartizione è costituita da  $\phi 16 / 20$  lato estradosso della fondazione e lato controterra.

#### Caratteristiche geometriche

Sezione di cls

B	=	100	cm	base
H	=	150	cm	altezza
A cls	=	15000	cmq	area di cls

#### $M_X$ --- $V_Y$

Armatura longitudinale inferiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona tesa

Armatura longitudinale superiore (per sollecitazione  $M_X$  positiva)

d1	=	24	mm	Diametro ferri prima fila
c1	=	6.00	cm	Copriferro ferri prima fila
i1	=	20.00	cm	Interasse ferri prima fila
As'1	=	22.62	cmq	Area acciaio ferri prima fila
d2	=	0	mm	Diametro ferri seconda fila
c2	=	0.00	cm	Copriferro ferri seconda fila
i2	=	0.00	cm	Interasse ferri seconda fila
As'2	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri seconda fila
d3	=	0	mm	Diametro ferri terza fila
c3	=	0.00	cm	Copriferro ferri terza fila
i3	=	0.00	cm	Interasse ferri terza fila
As'3	=	0.00	cmq	Area acciaio ferri terza fila
As'	=	22.62	cmq	Area acciaio in zona compressa

Armatura trasversale, staffe e/o ferri piegati (per sollecitazione  $V_Y$ )

$\theta$	=	45	°	Inclinazione della biella di cls (standard: 45°)
Asw 1° ordine:				
$\alpha$	=	90	°	staffe: 90°; ferri piegati: angolo minore di 90°
n° bracci	=	2.5		
$\phi 1$	=	16	mm	Diametro staffe primo ordine
s	=	200	mm	Passo delle staffe

APPROVATO SDP

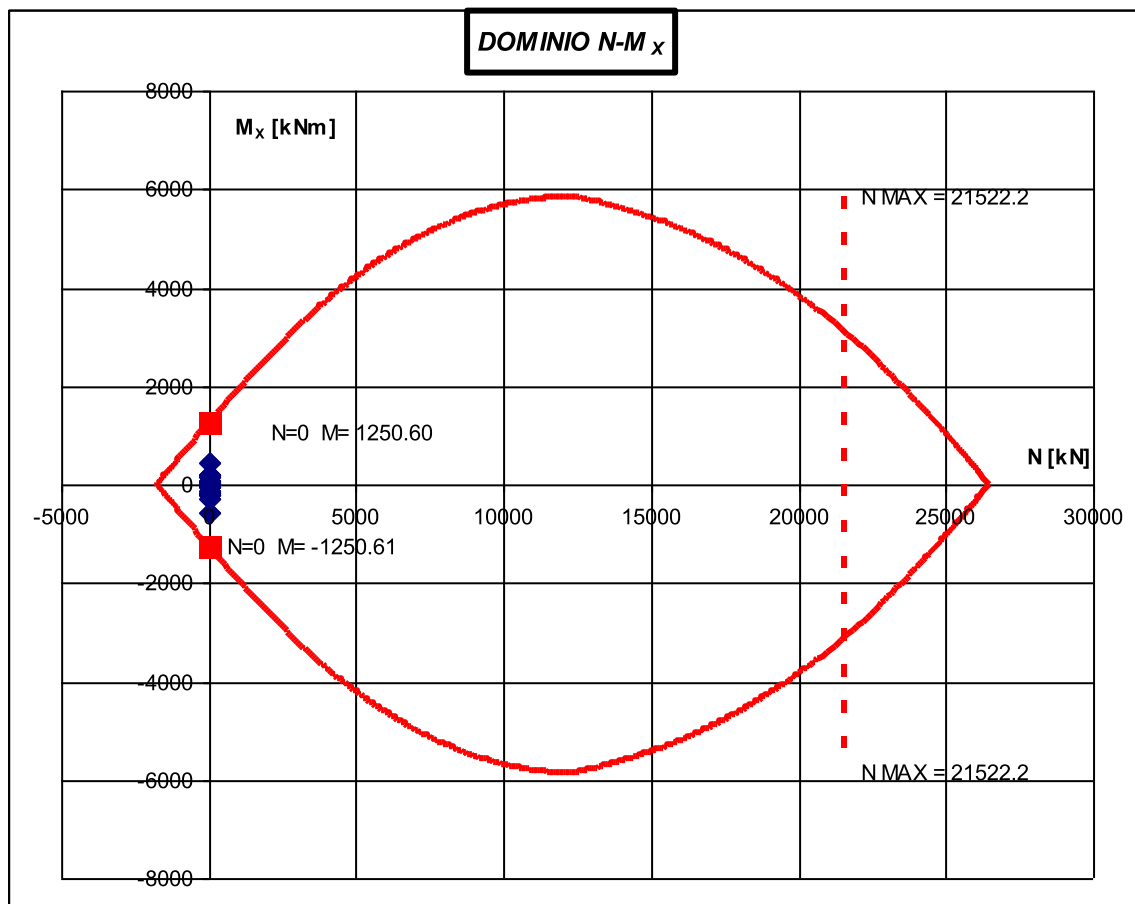
## Spalla A

### Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1		202.8	-18.2	<b>6.17</b>
2	COMBO 2		96.7	-79.8	<b>12.94</b>
3	COMBO 3		166.9	-33.0	<b>7.49</b>
4	COMBO 4		194.0	-14.9	<b>6.45</b>
5	COMBO 5		-19.9	-166.6	<b>62.95</b>
6	COMBO 6		-126.0	-228.3	<b>9.92</b>
7	COMBO 7		-55.8	-181.4	<b>22.40</b>
8	COMBO 8		-28.7	-163.4	<b>43.58</b>
9	COMBO 9		202.8	-18.2	<b>6.17</b>
10	COMBO 10		96.7	-79.8	<b>12.94</b>
11	COMBO 11		166.9	-33.0	<b>7.49</b>
12	COMBO 12		194.0	-14.9	<b>6.45</b>
13	COMBO 13		-19.9	-166.6	<b>62.95</b>
14	COMBO 14		-126.0	-228.3	<b>9.92</b>
15	COMBO 15		-55.8	-181.4	<b>22.40</b>
16	COMBO 16		-28.7	-163.4	<b>43.58</b>
17	COMBO 17		45.3	-158.2	<b>27.62</b>
18	COMBO 18		-60.9	-219.8	<b>20.54</b>
19	COMBO 19		9.3	-173.0	<b>134.32</b>
20	COMBO 20		36.4	-154.9	<b>34.31</b>
21	COMBO 21		-177.4	-306.7	<b>7.05</b>
22	COMBO 22		-283.6	-368.3	<b>4.41</b>
23	COMBO 23		-213.4	-321.5	<b>5.86</b>
24	COMBO 24		-186.3	-303.4	<b>6.71</b>
25	COMBO 25		45.3	-158.2	<b>27.62</b>
26	COMBO 26		-60.9	-219.8	<b>20.54</b>
27	COMBO 27		9.3	-173.0	<b>134.32</b>
28	COMBO 28		36.4	-154.9	<b>34.31</b>
29	COMBO 29		-177.4	-306.7	<b>7.05</b>
30	COMBO 30		-283.6	-368.3	<b>4.41</b>
31	COMBO 31		-213.4	-321.5	<b>5.86</b>
32	COMBO 32		-186.3	-303.4	<b>6.71</b>
33	COMBO 33		211.4	-3.3	<b>5.92</b>
34	COMBO 34		-11.3	-151.8	<b>110.63</b>
35	COMBO 35		211.4	-3.3	<b>5.92</b>
36	COMBO 36		-11.3	-151.8	<b>110.63</b>
37	COMBO 37		53.8	-143.3	<b>23.23</b>
38	COMBO 38		-168.9	-291.8	<b>7.41</b>
39	COMBO 39		53.8	-143.3	<b>23.23</b>
40	COMBO 40		-168.9	-291.8	<b>7.41</b>
41	COMBO 41		-196.9	-248.0	<b>6.35</b>
42	COMBO 42		178.6	2.4	<b>7.00</b>
43	COMBO 43		-548.9	-488.1	<b>2.28</b>
44	COMBO 44		456.1	181.9	<b>2.74</b>
45	COMBO 45		-196.9	-248.0	<b>6.35</b>
46	COMBO 46		178.6	2.4	<b>7.00</b>
47	COMBO 47		-548.9	-488.1	<b>2.28</b>
48	COMBO 48		456.1	181.9	<b>2.74</b>

APPROVATO SDP

49	COMBO 49		81.4	-62.4	<b>15.36</b>
50	COMBO 50		66.0	-78.1	<b>18.94</b>



**Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:**

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

**Verifica a taglio ( V<sub>y</sub> )**

V<sub>sd y</sub> = 488 kN

V<sub>Rd y</sub> = 1102 kN

SF = 2.26

APPROVATO SDP

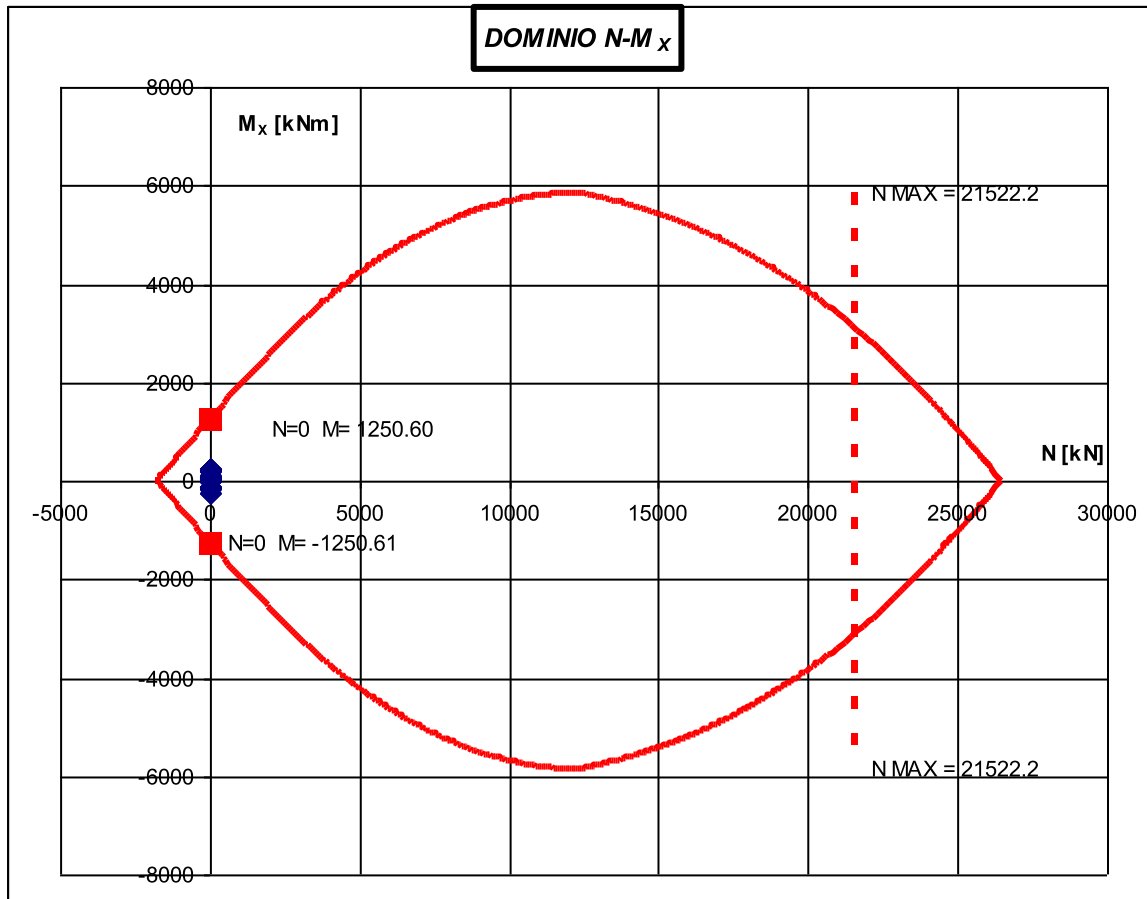
## Spalla B

### Combinazioni di carico e verifica a pressoflessione retta

n°	COMBINAZIONE	N [kN]	MX [kNm]	VY [kN]	N+MX
					SF MIN
1	COMBO 1		247.4	11.5	<b>5.06</b>
2	COMBO 2		255.9	26.4	<b>4.89</b>
3	COMBO 3		255.9	26.4	<b>4.89</b>
4	COMBO 4		238.5	14.8	<b>5.24</b>
5	COMBO 5		24.7	-137.0	<b>50.71</b>
6	COMBO 6		33.2	-122.1	<b>37.64</b>
7	COMBO 7		33.2	-122.1	<b>37.64</b>
8	COMBO 8		15.8	-133.7	<b>79.00</b>
9	COMBO 9		247.4	11.5	<b>5.06</b>
10	COMBO 10		255.9	26.4	<b>4.89</b>
11	COMBO 11		255.9	26.4	<b>4.89</b>
12	COMBO 12		238.5	14.8	<b>5.24</b>
13	COMBO 13		24.7	-137.0	<b>50.71</b>
14	COMBO 14		33.2	-122.1	<b>37.64</b>
15	COMBO 15		33.2	-122.1	<b>37.64</b>
16	COMBO 16		15.8	-133.7	<b>79.00</b>
17	COMBO 17		89.8	-128.5	<b>13.93</b>
18	COMBO 18		98.4	-113.7	<b>12.71</b>
19	COMBO 19		98.4	-113.7	<b>12.71</b>
20	COMBO 20		81.0	-125.3	<b>15.44</b>
21	COMBO 21		-132.9	-277.0	<b>9.41</b>
22	COMBO 22		-124.3	-262.1	<b>10.06</b>
23	COMBO 23		-124.3	-262.1	<b>10.06</b>
24	COMBO 24		-141.7	-273.7	<b>8.82</b>
25	COMBO 25		89.8	-128.5	<b>13.93</b>
26	COMBO 26		98.4	-113.7	<b>12.71</b>
27	COMBO 27		98.4	-113.7	<b>12.71</b>
28	COMBO 28		81.0	-125.3	<b>15.44</b>
29	COMBO 29		-132.9	-277.0	<b>9.41</b>
30	COMBO 30		-124.3	-262.1	<b>10.06</b>
31	COMBO 31		-124.3	-262.1	<b>10.06</b>
32	COMBO 32		-141.7	-273.7	<b>8.82</b>
33	COMBO 33		255.9	26.4	<b>4.89</b>
34	COMBO 34		33.2	-122.1	<b>37.64</b>
35	COMBO 35		255.9	26.4	<b>4.89</b>
36	COMBO 36		33.2	-122.1	<b>37.64</b>
37	COMBO 37		98.4	-113.7	<b>12.71</b>
38	COMBO 38		-124.3	-262.1	<b>10.06</b>
39	COMBO 39		98.4	-113.7	<b>12.71</b>
40	COMBO 40		-124.3	-262.1	<b>10.06</b>
41	COMBO 41		-167.2	-228.2	<b>7.48</b>
42	COMBO 42		208.3	22.2	<b>6.00</b>
43	COMBO 43		-226.4	-273.1	<b>5.53</b>
44	COMBO 44		192.9	6.5	<b>6.48</b>
45	COMBO 45		-167.2	-228.2	<b>7.48</b>
46	COMBO 46		208.3	22.2	<b>6.00</b>
47	COMBO 47		-226.4	-273.1	<b>5.53</b>

APPROVATO SDP

48	COMBO 48		192.9	6.5	<b>6.48</b>
49	COMBO 49		111.1	-42.7	<b>11.26</b>
50	COMBO 50		95.7	-58.3	<b>13.07</b>



**Verifica a taglio della sezione maggiormente sollecitata:**

Effetto positivo della compressione sul taglio: NO

Effetto positivo dei meccanismi pettine, bietta, ingranaggio... del cls: NO

Tipo di verifica a taglio: Elemento armato a taglio.

**Verifica a taglio ( V<sub>Y</sub> )**

$$V_{sd Y} = 277 \text{ kN}$$

$$V_{rd Y} = 1102 \text{ kN}$$

$$SF = 3.98$$

APPROVATO SDP



Verifica a fessurazione all'incastro dell'aggetto posteriore**Caratteristiche dei materiali**

Rck = 35 MPa resistenza caratteristica a 28 giorni del calcestruzzo  
Ec = 32588 MPa modulo elastico del calcestruzzo

**Acciaio B 450 C saldabile**

Es = 210000 MPa modulo elastico dell'acciaio  
n = 15 coefficiente di omogeneizzazione

**Tensioni ammissibili**

sigma c amm = 11.00 MPa tensione ammissibile del cls a compressione  
tau c0 = 0.67 MPa tensione ammissibile del cls a taglio senza l'ausilio di armatura  
tau c1 = 1.97 MPa tensione ammissibile del cls a taglio con l'ausilio di armatura  
fctm = 2.83 MPa tensione media ammissibile nel cls a trazione  
fcfm = 3.40 MPa tensione ammissibile nel cls a trazione per flessione  
sigma s amm = 255 MPa tensione ammissibile dall'acciaio  
tau b = 2.00 MPa tensione tangenziale di aderenza delle barre

**Caratteristiche geometriche**

## Sezione di cls

B = 100 cm base  
H = 150 cm altezza  
A cls = 15000 cmq area di cls

## Armatura in zona tesa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila  
c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila  
i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila  
As1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila  
d2 = 0 mm diametro ferri seconda fila  
c2 = 0.00 cm copriferro ferri seconda fila  
i2 = 0.00 cm interasse ferri seconda fila  
As2 = 0.00 cmq area acciaio ferri seconda fila  
d3 = 0 mm diametro ferri terza fila  
c3 = 0.00 cm copriferro ferri terza fila  
i3 = 0.00 cm interasse ferri terza fila  
As3 = 0.00 cmq area acciaio ferri terza fila  
As = 22.62 cmq area acciaio in zona tesa

## Armatura in zona compressa

d1 = 24 mm diametro ferri prima fila  
c1 = 6.00 cm copriferro ferri prima fila  
i1 = 20.00 cm interasse ferri prima fila  
As'1 = 22.62 cmq area acciaio ferri prima fila  
d2 = 0 mm diametro ferri seconda fila  
c2 = 0.00 cm copriferro ferri seconda fila  
i2 = 0.00 cm interasse ferri seconda fila  
As'2 = 0.00 cmq area acciaio ferri seconda fila  
d3 = 0 mm diametro ferri terza fila  
c3 = 0.00 cm copriferro ferri terza fila  
i3 = 0.00 cm interasse ferri terza fila  
As'3 = 0.00 cmq area acciaio ferri terza fila  
As' = 22.62 cmq area di acciaio in zona compressa

## Sezione ideale interamente reagente omogeneizzata a cls

Ai = 15679 cmq area  
S\*i sup = 1175894 cmc momento statico superiore  
ygi sup = 75.00 cm posizione del baricentro rispetto alla fibra superiore  
Ji = 31244342 cm^4 momento di inerzia

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**

Wi sup = 416591 cmc momento resistente superiore  
Wi inf = 416591 cmc momento resistente inferiore

**Sollecitazioni**

N = 0.00 KN azione assiale (positiva se di compressione)  
M = 233.20 KNm azione flettente  
T = 0.00 KN azione tagliante

**Verifica tensioni in esercizio**

N = 0.00 KN  
M = 233.20 KNm  
e = 0.00 cm  
yn = 25.83 cm posizione asse neutro da lembo superiore  
yg sup = 25.83 cm posizione del baricentro della sezione parzializzata  
S\* yg = 39686.31 cmc momento statico rispetto all'asse neutro della sezione parzializzata  
Ji = 5334396.80 cm<sup>4</sup> momento di inerzia della sezione parzializzata  
sigma c max = 1.13 MPa Verifica della tensione di esercizio nella fibra di calcestruzzo soddisfatta  
sigma s max = 76.70 MPa Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta  
sigma s min = MPa  
sigma s' min = -12.2 MPa Verifica della tensione di esercizio nell'acciaio soddisfatta  
sigma s' max = MPa

**Verifica a fessurazione**

N = 0.00 KN azione assiale  
M = 233.20 KNm azione flettente  
N/M = 0.00 1/m rapporto fra azione assiale e flettente  
Nf = 0.00 KN azione assiale per formazione fessure  
Mf = 1178.95 KNm azione flettente per formazione fessure  
sigma sf = 387.8 MPa tensione nell'acciaio teso con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure  
yn f = 25.83 cm posizione asse neutro con sollecitazioni pari a quelle di formazione delle fessure

Il momento di formazione delle fessure è maggiore del momento sollecitante non è quindi necessario il calcolo dell'apertura delle fessure.

APPROVATO SDP