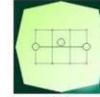


CONCEDENTE



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 A35-A4

II-INTERCONNESSIONE A35-A34

SOAX1 - SOTTOPASSO RAMO COLLEGAMENTO TANGEZIALE BS  
ADEGUAMENTO CORDOLI SU SOLETTA SUPERIORE OPERA ESISTENTE SL70  
RELAZIONE 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											PROGR.	DATA:	
EMITT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART.DOC.	STATO	REV.	LUG	2016
65308	04	RC	E	I	I1	SO	AX1	00	00	003	00	A	00	SCALA:

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE							
N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

IL PROGETTISTA RESPONSABILE  
PIACENTINI INGEGNERI S.P.A.  
DOTT. ING. LURA PIACENTINI  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BRESCIA N. 4152

IL CONCEDENTE  
CONCESSIONI AUTOSTRADALI LOMBARDE

IL CONCESSIONARIO  
SOCIETÀ DI PROGETTO BREBEMI SPA  
Brebemi SpA

## INDICE

1.	<b>PREMESSA</b> .....	4
2.	<b>NORMATIVA E RIFERIMENTI</b> .....	6
2.1	<b>Barriere Antirumore</b> .....	6
2.2	<b>Opere in c.a. e strutture metalliche</b> .....	6
2.3	<b>Altri documenti</b> .....	7
3.	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	8
3.1	<b>Conglomerati cementizi</b> .....	8
3.1.1	<i>Conglomerato cementizio (magro) per sottofondazioni</i> .....	8
3.1.2	<i>Conglomerato cementizio per fondazione</i> .....	8
3.1.3	<i>Conglomerato cementizio per elevazione</i> .....	8
3.1.4	<i>Conglomerato cementizio per cordoli portabarriera</i> .....	9
3.2	<b>Acciai</b> .....	9
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	9
3.2.2	<i>Acciaio per profilati metallici</i> .....	9
3.3	<b>Durabilità e prescrizioni sui materiali</b> .....	10
3.3.1	<i>Copriferro minimo e copriferro nominale</i> .....	11
4.	<b>CRITERI DI CALCOLO</b> .....	12
4.1	<b>Combinazioni di carico</b> .....	12
4.1.1	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i> .....	12
4.1.1	<i>Verifica di equilibrio come corpo rigido</i> .....	21
5.	<b>PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE</b> .....	23
6.	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	24
6.1	<b>Pesi propri</b> .....	24
6.2	<b>Spinta del terreno</b> .....	24
6.3	<b>Sovraccarico accidentale</b> .....	24
7.	<b>CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI</b> .....	25
7.1	<b>Cordoli 1 / 3 – Sezioni di spaccato nuove porzioni muri di progetto</b> .....	25
7.2	<b>Cordoli 1 / 3 – Chiodatura alla soletta</b> .....	26
7.3	<b>Cordolo 3 – Allungamento soletta esistente</b> .....	27
8.	<b>VERIFICHE DI SICUREZZA</b> .....	28

APPROVATO SDP

<b>8.1</b>	<b>Verifica geotecnica .....</b>	<b>28</b>
<b>8.2</b>	<b>Verifiche strutturali .....</b>	<b>29</b>
8.2.1	<i>Verifica flessione sezione spiccato elevazione.....</i>	<i>29</i>
8.2.1	<i>Verifica inghisaggi verticali cordoli 1 / 3.....</i>	<i>30</i>
8.2.2	<i>Verifica inghisaggi orizzontali cordolo -1- .....</i>	<i>32</i>

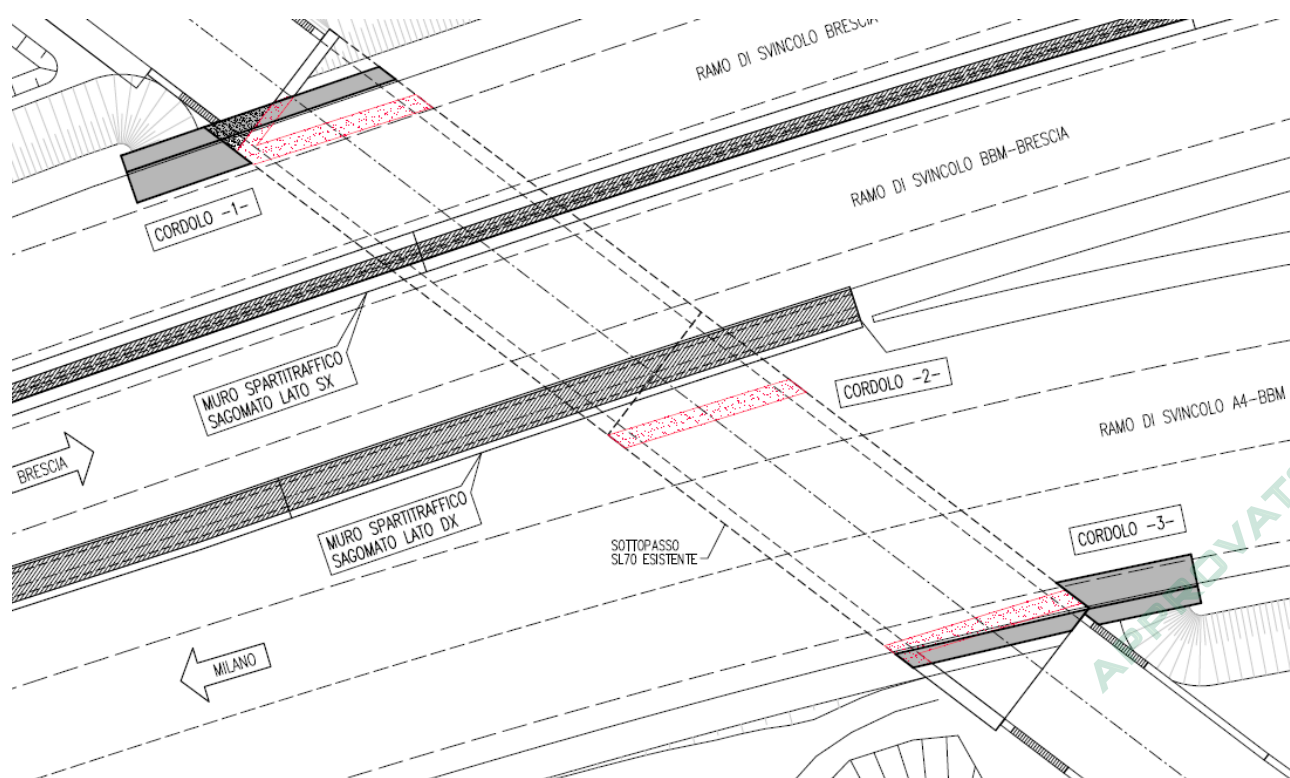
APPROVATO SDP

## 1. PREMESSA

Nel presente documento si riportano le verifiche strutturali relative all'adeguamento dei cordoli su soletta superiore di opera esistente del sottopasso SOAX1 collocato nell'ambito dei lavori inerenti la realizzazione dell'interconnessione tra le autostrade A4 e A35 "BreBeMi".

La realizzazione dell'interconnessione prevede l'allargamento della sezione stradale esistente, passante al di sopra del sottopasso SOAX1, rendendo necessari alcuni lavori di adeguamento dei cordoli di delimitazione delle carreggiate stradali. In particolare sono previsti il riposizionamento di alcuni cordoli tramite inghisaggi su soletta, la realizzazione di nuove sezioni e l'allungamento di un tratto di soletta del sottovia esistente.

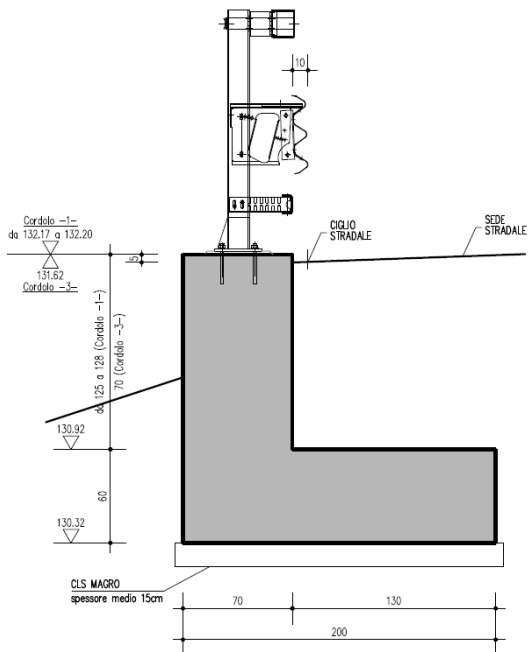
Per meglio inquadrare i lavori di riqualifica si riportano alcune immagini dell'intervento in esame:



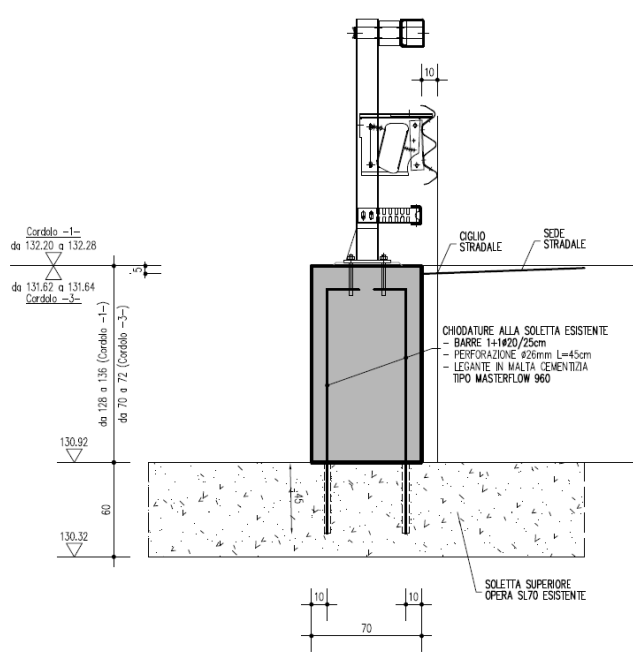
Come visibile dall'immagine riportata vengono demoliti i cordoli esistenti (colore rosso) per provvedere ad un corretto adeguamento degli stessi (colore grigio) in funzione della nuova sezione stradale.

Di seguito vengono mostrati con maggiore dettaglio le tipologie di intervento previste.

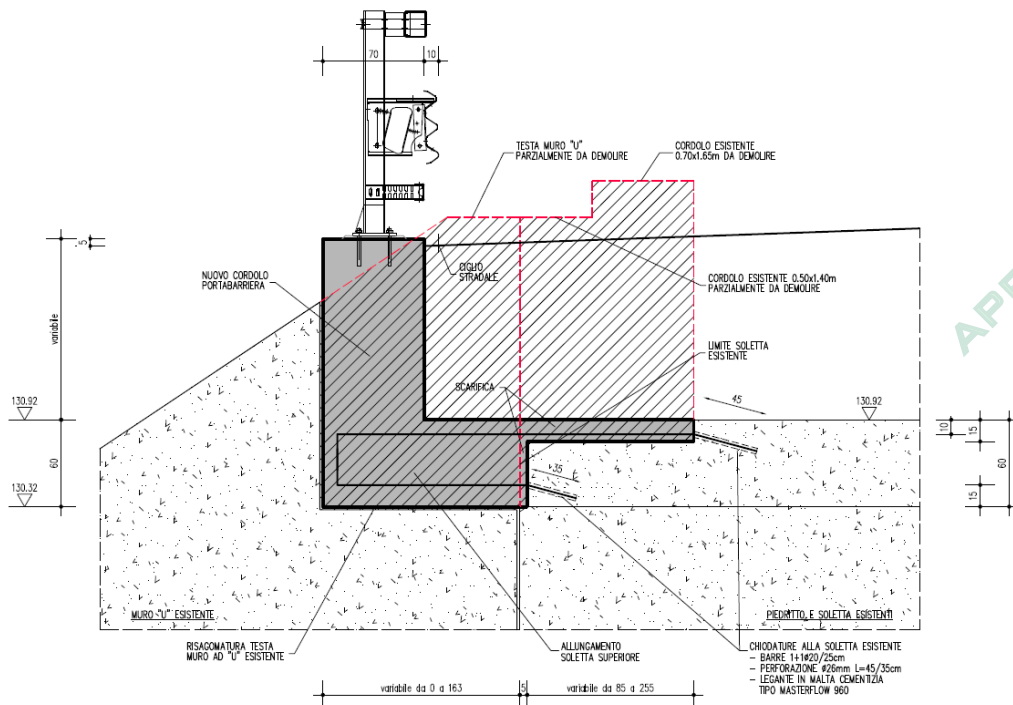
**CORDOLI -1- / -3-**  
**MURO AD "L" - SEZIONE TRASVERSALE 1:25**



**CORDOLI -1- / -3-**  
**CHIODATURA ALLA SOLETTA ESISTENTE 1:25**




**CORDOLO -1-**  
**ALLUNGAMENTO SOLETTA ESISTENTE 1:25**



APPROVATO SDP

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali necessarie.

	Doc. N. 65308-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1SOAX1000000300	REV. A00	FOGLIO 6 di 34
--	----------------------------	---	-------------	-------------------

## 2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

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

### 2.1 Barriere Antirumore

- UNI EN 1794-1 – Agosto 2004 – Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche – Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- UNI 11160 – Settembre 2005 – Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo di sistemi antirumore per infrastrutture di trasporto via terra

### 2.2 Opere in c.a. e strutture metalliche

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. 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 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

Società di Progetto

Interconnessione

Interconnessione

Interconnessione

Interconnessione


Interconnessione

Interconnessione

Interconnessione

Interconnessione

Interconnessione

	Doc. N. 65308-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000300	REV. A00	FOGLIO 7 di 34
--	----------------------------	--	-------------	-------------------

- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- 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”.

### 2.3 Altri documenti

- EOTA – Technical Report TR029 (2010) – “Metodo di progettazione per ancoranti chimici”

APPROVATO SDP



### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

#### 3.1 Conglomerati cementizi

##### 3.1.1 Conglomerato cementizio (magro) per sottofondazioni

Classe	C16/20
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 16 \text{ N/mm}^2$

##### 3.1.2 Conglomerato cementizio per fondazione

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,2911 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

##### 3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazione

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19,20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4 – XD1 – XF1
Classe di consistenza	S4

APPROVATO SDP



### 3.1.4 Conglomerato cementizio per cordoli portabarriera

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,024 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,117 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,411 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 19,20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4 – XF4
Classe di consistenza	S4

## 3.2 Acciai

### 3.2.1 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

### 3.2.2 Acciaio per profilati metallici

Si adotta acciaio per carpenteria metallica d'impalcato: S275 (ex Fe430)

Per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ , S275:

tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 430 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento caratteristico	$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_M = 275 / 1.05 = 261 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E = 210000 \text{ MPa}$


Per spessori  $> 40 \text{ mm}$ , S275:

tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 410 \text{ N/mm}^2$
--------------------------------	-------------------------------

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65308-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000300	A00	10 di 34

tensione di snervamento

$$f_y \geq 255 \text{ N/mm}^2$$

tensione di snervamento di progetto

$$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_M = 255 / 1.05 = 242 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

### 3.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

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

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali


Le fondazioni dei muri si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

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

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In **grigio chiaro** sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in **grigio scuro** sono indicati quelli per le elevazioni.

	Doc. N. 65308-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000300	REV. A00	FOGLIO 11 di 34
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

### 3.3.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".


Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 35mm, pertanto  $c_{nom}=40$  mm.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65308-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000300	A00	12 di 34

## 4. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

### 4.1 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

#### 4.1.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.


Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1	1

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO $\gamma_F$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0

Società di Progetto  
Brebemi SpA  
GEO

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65308-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000300	A00	13 di 34

Permanente non strutturali	favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0/1.3
Variabili da traffico	favorevole	$\gamma_Q$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

### **Capacità portante fondazione superficiale**

Si verifica che il carico unitario sollecitante di progetto sia inferiore al carico limite unitario resistente di progetto:

$$q_{Sd} < q_{Rd} = q_{lim} / \gamma_R$$

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette è eseguito secondo la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c b_c g_c + 0.5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma + q N_q s_q i_q d_q b_q g_q$$

I termini sopra citati assumono il seguente significato:

$q$  = sovraccarico laterale

$B'$  = larghezza efficace fondazione

$N_c, N_\gamma, N_q$  = fattori di capacità portante

$i_c, i_\gamma, i_q$  = fattore di inclinazione del carico

$s_c, s_\gamma, s_q$  = fattore di forma

$d_c, d_\gamma, d_q$  = fattore di profondità del piano di posa

$g_c, g_\gamma, g_q$  = fattori di inclinazione del piano campagna

$b_c, b_\gamma, b_q$  = fattori di inclinazione base della fondazione

### **Scorrimento fondazione**

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



La verifica di scorrimento della fondazione si effettua controllando che il taglio sollecitante di progetto sia inferiore al taglio resistente di progetto:

$$H_{Sd} \leq H_{Rd}$$

### Verifica a flessione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma-\epsilon$  di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.9)$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

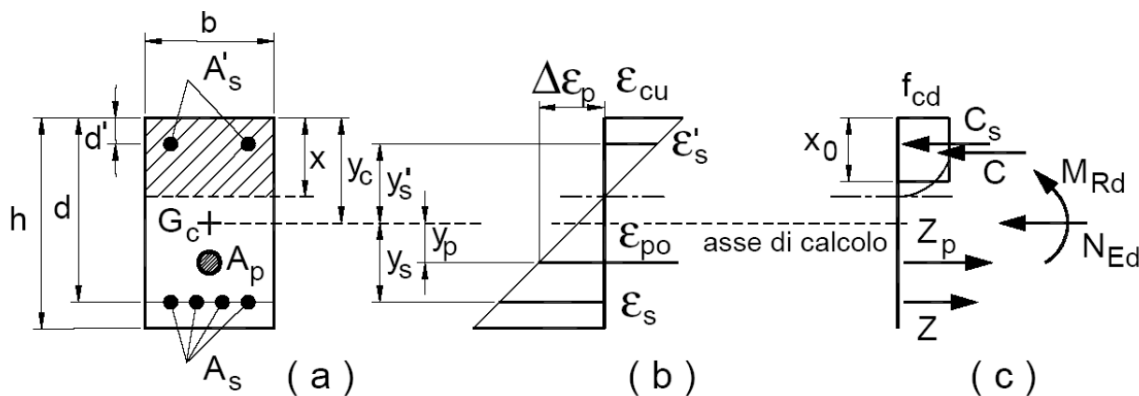


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo  $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$  con eccentricità  $e$  pari almeno a  $0,05h \geq 20\text{mm}$  (con  $h$  altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left( \frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (4.1.10)$$

dove

$M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi  $y$  e  $z$ ;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi  $y$  e  $z$ .

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed} / N_{Rcd} \quad (4.1.11)$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd} \quad (4.1.12)$$

con  $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$ .

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente  $\alpha=1$ .

### Verifica inghisaggi

Il criterio di verifica adottato in questa sede, in assenza di riferimenti normativi cogenti, è quello redatto dall'Istituto Europeo "E.O.T.A." (European Organisation for Technical Approvals) con il nome di "TR 029 – Design of Bonded Anchors – Edition June 2007, amended September 2010".

La procedura dell'E.O.T.A. consente di individuare la resistenza caratteristica dell'ancorante (singolo o inserito in un gruppo di ancoranti, come nel caso in esame) nei confronti delle sollecitazioni di trazione e di taglio, considerando differenti ipotesi di rottura lato acciaio o lato calcestruzzo. La verifica è effettuata secondo il metodo degli stati limite, conformemente alle raccomandazioni del D. M. 18.1.2008. Nel caso in esame è stata considerata la verifica agli stati limite ultimi.

Le verifiche condotte nei seguenti paragrafi sono state eseguite nell'ipotesi di calcestruzzo non fessurato in quanto si è in presenza di strutture di nuova costruzione dotati di una armatura longitudinale e trasversale.

Nel caso di carico combinato trazione e taglio, devono essere soddisfatte le condizioni

$$\beta_N \leq 1$$

$$\beta_V \leq 1$$

$$\beta_N + \beta_V \leq 1.2$$

in cui  $\beta_N$  e  $\beta_V$  sono il rapporto tra azione di progetto e resistenza di progetto per carichi a trazione e taglio rispettivamente.

Per quanto riguarda la resistenza ai carichi di trazione, considerando che le sezioni di verifica  $S_1$  ed  $S_2$  si trovano in corrispondenza del cordolo ricostruito, fortemente armato, si ritiene che il comportamento di rottura effettivamente significativo e dimensionante sia quello combinato sfilamento-conico; le altre verifiche vengo quindi trascurate.

La resistenza ai carichi di taglio viene determinata attraverso tutte le verifiche previste dalla procedura E.O.T.A.

### Resistenza a Carichi di Trazione

Di seguito lo schema generale di verifica secondo la procedura E.O.T.A.:

	single anchor	anchor group	
steel failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
combined pull-out and concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$
concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
splitting failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

APPROVATO SDP

Società di Progetto

**Brebemi SpA**

Ritenendo significativa la rottura combinata sfilamento e rottura conica, di seguito si approfondisce solamente quest'ultima.



Rottura combinata filamento e rottura conica

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{uk} \quad [N]$$

Dove:

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} \quad [N]$$

$\tau_{Rk}$  [N/mm<sup>2</sup>];  $h_{ef}$  and  $d$  [mm]

$A_{p,N}^0$  = influence area of an individual anchor with large spacing and edge distance at the concrete surface, idealizing the concrete cone as a pyramid with a base length equal to  $s_{cr,Np}$  (see Figure 5.1).

$$= s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np} \quad (5.2b)$$

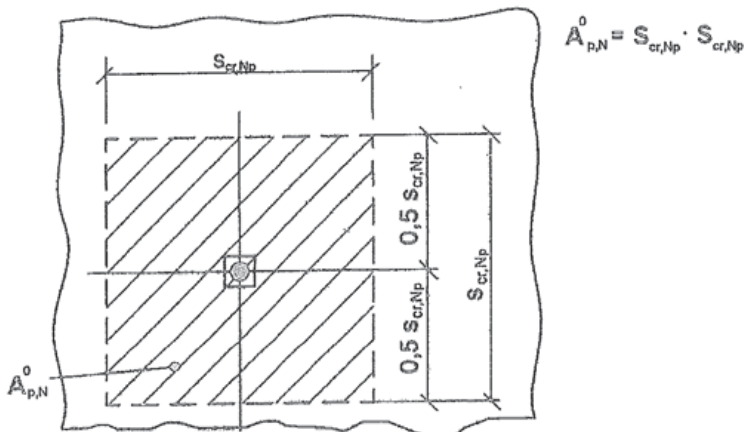
$A_{p,N}$  = actual area; it is limited by overlapping areas of adjoining anchors ( $s \leq s_{cr,Np}$ ) as well as by edges of the concrete member ( $c \leq c_{cr,Np}$ ). Examples for the calculation of  $A_{p,N}$  are given in Figure 5.2.

with

$$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left( \frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad [mm] \quad (5.2c)$$

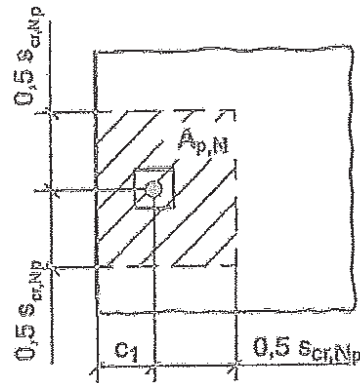
with  $\tau_{Rk,ucr}$  for C20/25 [N/mm<sup>2</sup>];  $d$  [mm]

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} \quad [mm] \quad (5.2d)$$



APPROVATO SDP

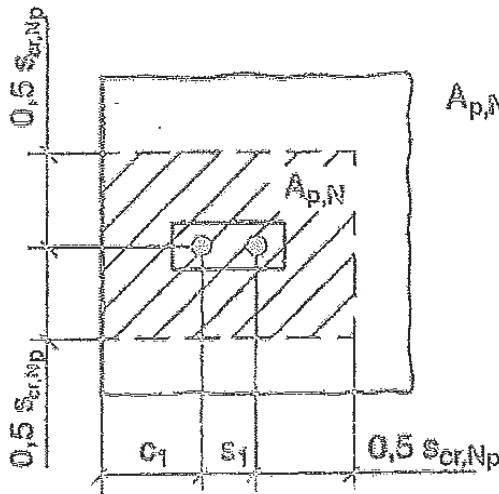




$$A_{p,N} = (c_1 + 0,5 s_{cr,Np}) \cdot s_{cr,Np}$$

if:  $c_1 \leq c_{cr,Np}$

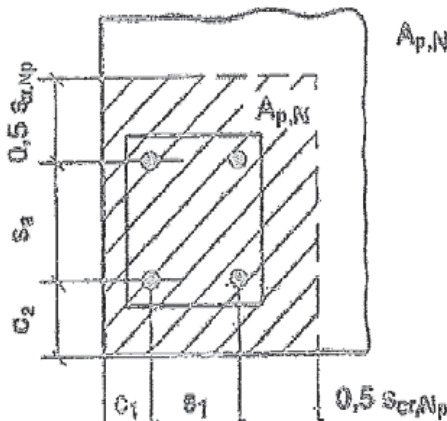
a) individual anchor at the edge of concrete member



$$A_{p,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,Np}) \cdot s_{cr,Np}$$

if:  $c_1 \leq c_{cr,Np}$   
 $s_1 \leq s_{cr,Np}$

b) group of two anchors at the edge of concrete member



$$A_{p,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,Np}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,Np})$$

if:  $c_1 ; c_2 \leq c_{cr,Np}$   
 $s_1 ; s_2 \leq s_{cr,Np}$

c) group of four anchors at a corner of concrete member

Coefficienti  $\psi$ :

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$$

APPROVATO SDP

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \left( \frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,0 \quad (5.2f)$$

s = spacing, in case of anchor groups with  $s_1 \neq s_2$  the mean value of all spacings  $s_1$  and  $s_2$  should be taken

with

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left( \frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1,5} \geq 1,0 \quad (5.2g)$$

n = number of anchors in a group

$\tau_{Rk}$  and  $f_{ck,cube}$  [N/mm<sup>2</sup>];  $h_{ef}$  and d [mm]

$\tau_{Rk}$  characteristic bond resistance, depending on the concrete strength class is taken from the relevant ETA:

k = 2.3 (for applications in cracked concrete)

k = 3.2 (for applications in non-cracked concrete)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$$

$h_{ef}$  [mm]

### Resistenza a Carichi di Taglio

Occorre considerare:

	single anchor	anchor group	
steel failure, shear load without lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
steel failure, shear load with lever arm	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$V_{Sd}^h \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
concrete pry-out failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$
concrete edge failure	$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$V_{Sd}^g \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

### Rottura per taglio dell'acciaio, senza braccio di leva

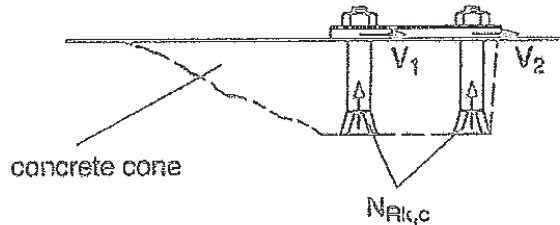
$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

### Rottura per strappo del calcestruzzo

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c}$$

where  $k$  = factor to be taken from the relevant ETA



### Rottura del bordo del calcestruzzo

Concrete edge failure need not to be verified for groups with not more than 4 anchors when the edge distance in all directions is  $c > 10 h_{ef}$  and  $c > 60 d$ .

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \Psi_{s,v} \cdot \Psi_{h,v} \cdot \Psi_{\alpha,v} \cdot \Psi_{ec,v} \cdot \Psi_{re,v}$$

Dove:

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5} \quad [N]$$

$d, h_{ef}, c_1$  [mm];  $f_{ck,cube}$  [N/mm<sup>2</sup>]

with

$k_1 = 1.7$  for applications in cracked concrete

$k_1 = 2.4$  for applications in non-cracked concrete

$$\alpha = 0.1 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{c_1} \right)^{0.5}$$

$$\beta = 0.1 \cdot \left( \frac{d}{c_1} \right)^{0.2}$$

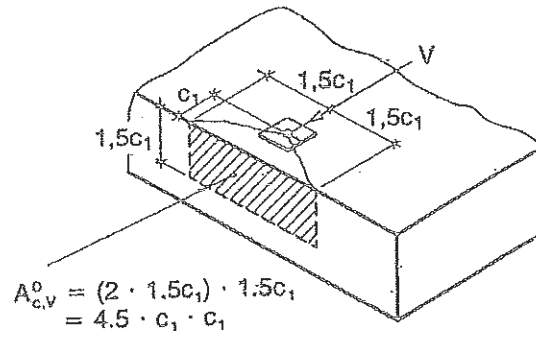
where:

$A_{c,v}^0$  = area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges parallel to the assumed loading direction, member thickness or adjacent anchors, assuming the shape of the fracture area as a half pyramid with a height equal to  $c_1$  and a base-length of  $1.5 c_1$  and  $3 c_1$  (Figure 5.6).

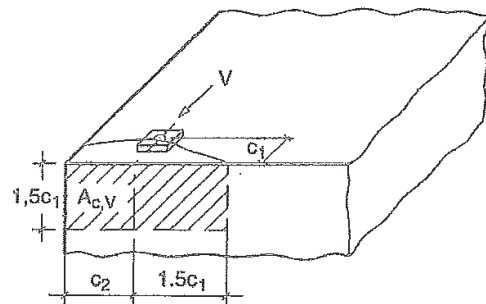
$$= 4,5 c_1^2 \quad (5.8d)$$

$A_{c,v}$  = actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface. It is limited by the overlapping concrete cones of adjoining anchors ( $s \leq 3 c_1$ ) as well as by edges parallel to the assumed loading direction ( $c_2 \leq 1.5 c_1$ ) and by member thickness ( $h \leq 1.5 c_1$ ). Examples for calculation of  $A_{c,v}$  are given in Figure 5.7.

APPROVATO SDP



$$A_{c,v}^0 = (2 \cdot 1.5c_1) \cdot 1.5c_1 = 4.5 \cdot c_1 \cdot c_1$$

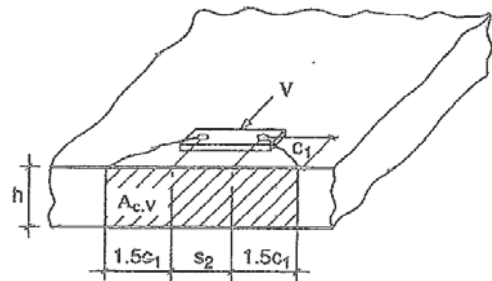


$$A_{c,v} = 1.5c_1 (1.5c_1 + c_2)$$

$$h > 1.5c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

a) single anchor at a corner

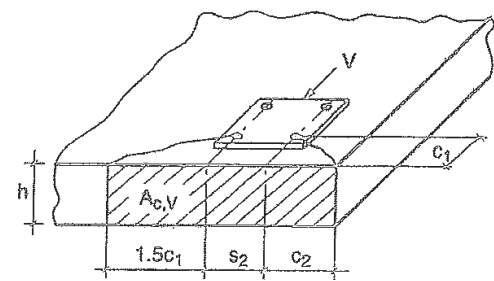


$$A_{c,v} = (2 \cdot 1.5c_1 + s_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

b) group of anchors at an edge in a thin concrete member



$$A_{c,v} = (1.5c_1 + s_2 + c_2) \cdot h$$

$$h \leq 1.5c_1$$

$$s_2 \leq 3c_1$$

$$c_2 \leq 1.5c_1$$

c) group of anchors at a corner in a thin concrete member

APPROVATO SDP

coefficienti  $\psi$ :

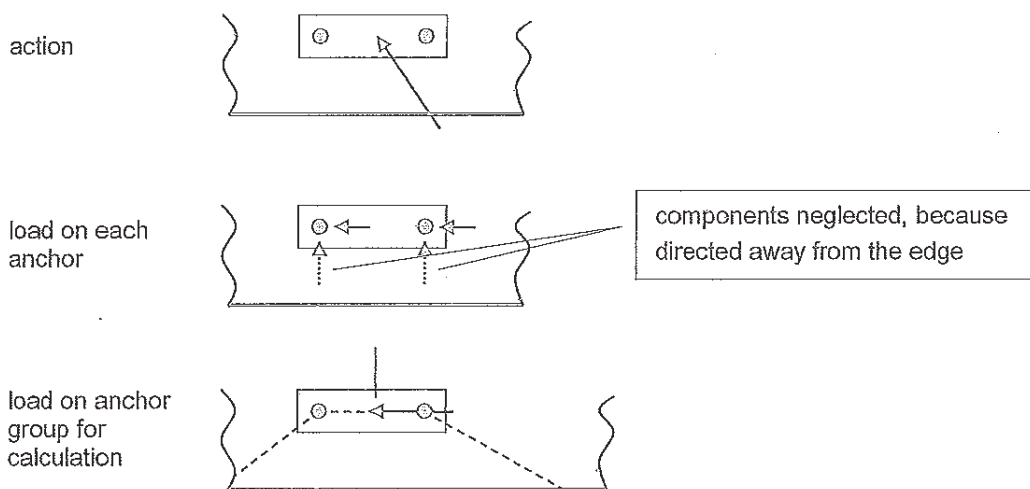
Società di Progetto  
**Brebemi SpA**

$$\psi_{s,v} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} \leq 1$$

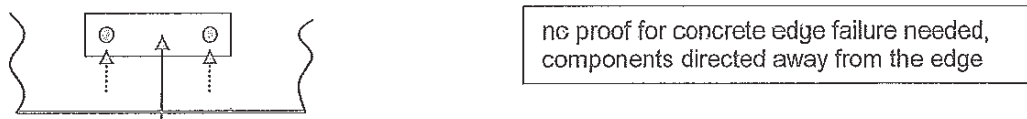
$$\psi_{h,v} = \left( \frac{1.5 c_1}{h} \right)^{1/2} \geq 1$$

$$\psi_{\alpha,v} = \frac{1}{\sqrt{(\cos \alpha_v)^2 + \left( \frac{\sin \alpha_v}{2.5} \right)^2}} \geq 1.0$$

The maximum value  $\alpha_v$  to be inserted in equation (5.8g) is limited to  $90^\circ$ .



b) group of anchors at an edge loaded by  $V_{sd}$  with an angle  $90 < \alpha_v < 180^\circ$



a) group of anchors at an edge loaded by  $V_{sd}$  with an angle  $\alpha_v = 180^\circ$

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + 2e_y / (3c_1)} \leq 1$$

The factor  $\psi_{re,v}$  takes account of the effect of the type of reinforcement used in cracked concrete.


$\psi_{re,v} = 1.0$  anchorage in non-cracked concrete and anchorage in cracked concrete without edge reinforcement

$\psi_{re,v} = 1.2$  anchorage in cracked concrete with straight edge reinforcement ( $\geq \varnothing 12$  mm)

$\psi_{re,v} = 1.4$  anchorage in cracked concrete with edge reinforcement and closely spaced stirrups ( $a \leq 100$  mm)

#### 4.1.1 Verifica di equilibrio come corpo rigido

##### Verifica a ribaltamento fondazione superficiale

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65308-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000300	A00	22 di 34

Per la verifica al ribaltamento della fondazione superficiale proposta per il superamento dell'interferenza n°1 si effettua un equilibrio tra le forze agenti (urto applicato ad un metro di altezza dal piano viario) e le forze stabilizzanti dell'opera (peso proprio del muro). Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I (NTC08) e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Si effettua l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto più esterno di intradosso fondazione rispetto al punto di applicazione delle forze agenti destabilizzanti.

Per la verifica deve risultare  $M_{Rd} > M_{Sd}$ .

APPROVATO SDP

## 5. PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica Generale.


- I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

Carraterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
$\phi'_k$	$\phi'_{dM1}$	$\phi'_{dM2}$	$E'_{25}$	$E_{UR}$	$K_{0k}$	$K_{0M1}$	$K_{0M2}$	$K_{Ak}$	$K_{AM1}$	$K_{AM2}$	$K_{Pk}$	$K_{PM1}$	$K_{PM2}$	naturale $\gamma_n$	sommerso $\gamma'$	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times 10^{-3} - 10^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno  $\delta = 0$  ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di  $K_A$  e  $K_P$ ) sia orizzontale ( $\beta = 0^\circ$ ). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

LEGENDA PARAMETRI	
$\phi'_k$	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;
$E'_{25}$	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
$E_{UR}$	Modulo elastico secante in ricarica;
$K_{0k}$	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
$K_{0M1}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$K_{0M2}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$K_{Ak}$	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
$K_{AM1}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$K_{AM2}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$K_{Pk}$	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
$K_{PM1}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$K_{PM2}$	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
$\gamma_n$	Peso di volume naturale;
$\gamma'$	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65308-SOAX1-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11SOAX1000000300	REV. A00	FOGLIO 24 di 34
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

## 6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza.

Le barriere di sicurezza devono essere dimensionate per una forza orizzontale equivalente di 100 kN applicata a 1 m di altezza che schematizza la collisione accidentale del veicolo in svio (paragrafo 3.6.3.3.2 NTC2008).

Per le verifiche di resistenza si considera cautelativamente tale valore agente sul singolo montante e si diffonde la sollecitazione da base montante alla sezione di verifica di interesse con un angolo di 45°.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato	$\gamma_{cls}$	=	25.00	kN/m <sup>3</sup>
rilevato	$\gamma_{ril}$	=	20.00	kN/m <sup>3</sup>
sovrastuttura stradale	$\gamma_{sovr}$	=	22.00	kN/m <sup>3</sup>

### 6.1 Pesi propri

Essendo la geometria dei cordoli in esame variabili in altezza e sezione, i pesi propri verranno calcolati, ove necessario, caso per caso.

### 6.2 Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso del cordolo verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Secondo quanto riportato al cap. 5, si assumono, per la tratta di interesse, i seguenti parametri:

$\gamma_{terr}$	=	20,00	kN/m <sup>3</sup>
$\Phi$	=	38,00	°
$k_0$	=	0,384	
$k_a$	=	0,238	

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = k_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma triangolare delle pressioni orizzontali.

Le spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

### 6.3 Sovraccarico accidentale

Come sovraccarico accidentale si utilizza ragionevolmente un valore q pari a 20 kN/m.

Società di Progetto  
Brebemi SpA





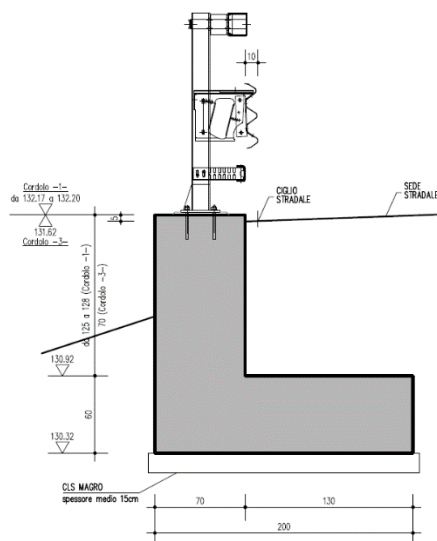
## 7. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito i calcoli di determinazione delle sollecitazioni per le tre tipologie di interventi da realizzare.

### 7.1 Cordoli 1 / 3 – Sezioni di spaccato nuove porzioni muri di progetto

Nelle sezioni per le quali è previsto l'allungamento del cordolo porta barriera si ha la seguente geometria:

**CORDOLI -1- / -3-  
MURO AD "L" - SEZIONE TRASVERSALE 1:25**



Essendo il cordolo in oggetto (cordolo 1) di altezza variabile lungo la direzione longitudinale alla pavimentazione stradale, si considerano le caratteristiche geometriche che portano alle sollecitazioni più gravose.

Ricordando che la diffusione dell'urto è ipotizzata cautelativamente a 45° da base montante, si determina una sezione resistente del cordolo pari a due volte l'altezza considerata.

Con un'altezza di 70 cm per il cordolo 1 e variabile da 125cm a 128cm per il cordolo 3, si ha che la condizione più sfavorevole ai fini della verifica della sezione di spiccato elevazione è rappresentata dall'altezza minore essendo l'area resistente individuata a seguito della diffusione dell'urto la più piccola ottenibile.

Si ricorda che nel calcolo delle sollecitazioni si tengono in conto i contributi della spinta del terreno e del sovraccarico accidentale sopra mostrati.

Per un cordolo di altezza  $H=70$  cm si ha pertanto:

Forza d'urto del veicolo su montante	<b>100.00</b> kN
Quota applicazione da estradosso muro	<b>1.00</b> m
Altezza elevazione	<b>0.70</b> m
Larghezza diffusione	<b>1.40</b> m
Tk (urto)	<b>71.43</b> kN/m

Mk (urto)	<b>121.43 kNm/m</b>
Peso volumetrico terreno	<b>20.00 kN/mc</b>
Angolo di attrito interno	<b>38.00 deg</b>
T (spinte)	<b>1.17 kN/m</b>
M (spinte)	<b>0.27 kNm/m</b>
Sovraccarico a monte	<b>20.00 kPa</b>
T (spinte)	<b>3.33 kN/m</b>
M (spinte)	<b>1.17 kNm/m</b>

Coefficiente parziale perm	<b>1.30</b>
Coefficiente parziale variab	<b>1.50</b>

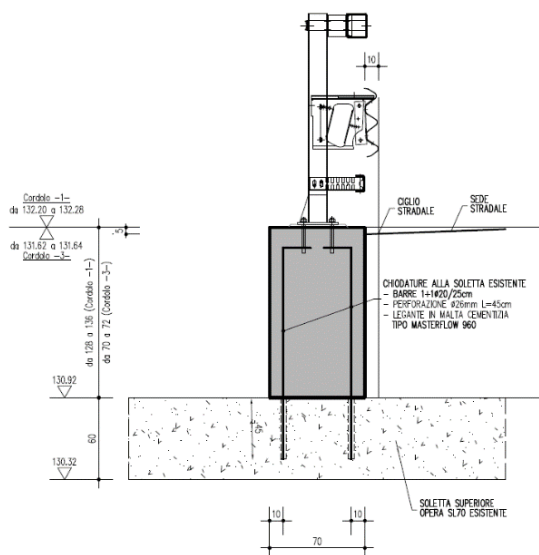
Si riassumono nella tabella seguente le sollecitazioni SLU in corrispondenza delle sezioni di verifica necessarie:

	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
<b>SEZIONE SPICCATO FOND.</b>	15.93	78.85	123.83
<b>INTRADOSSO FOND.</b>	54.93	52.96	96.76

## 7.2 Cordoli 1 / 3 – Chiodatura alla soletta

Nelle sezioni per le quali è previsto il riposizionamento del cordolo si ha:

### CORDOLI -1- / -3- CHIODATURA ALLA SOLETTA ESISTENTE 1:25

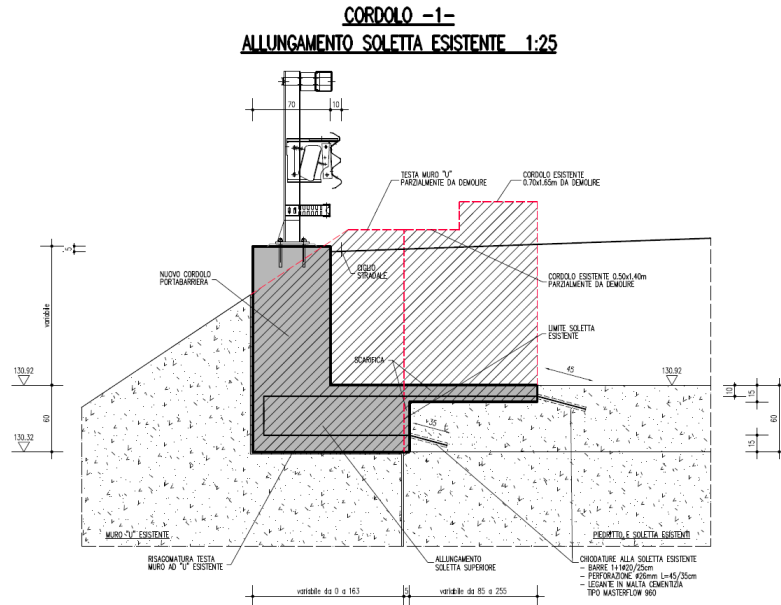


Le sollecitazioni a per le geometrie sopra sono:

	N kN/m	T kN/m	M kNm/m
<b>SEZIONE SPICCATO FOND.</b>	15.93	78.85	123.83
<b>SEZIONE INGHISAGGI</b>	15.93	78.85	123.83

### 7.3 Cordolo 3 – Allungamento soletta esistente

Dove previsto l'allungamento della soletta del sottovia esistente, per permettere l'allargamento della sezione stradale, si ha:



Per la sezione di allungamento della soletta si calcola il momento sollecitante in corrispondenza degli inghisaggi orizzontali; tali elementi, oltre all'azione dovuta all'urto che restituisce i valori precedentemente riportati, sono soggetti ad un incremento di momento flettente dovuto al braccio tra il baricentro del cordolo ricostruito e la sezione di verifica.

Forza d'urto del veicolo su montante	<b>100.00 kN</b>
Quota applicaz da estr muro	<b>1.00 m</b>
Altezza elevazione	<b>1.25 m</b>
Larghezza diffusione	<b>2.50 m</b>
Tk (urto)	<b>40.00 kN/m</b>
Mk (urto)	<b>90.00 kNm/m</b>
Peso volumetrico terreno	<b>20.00 kN/mc</b>
Angolo di attrito interno	<b>38.00 deg</b>
T (spinte)	<b>3.72 kN/m</b>
M (spinte)	<b>1.55 kNm/m</b>
Sovraccarico a monte	<b>20.00 kPa</b>
T (spinte)	<b>5.95 kN/m</b>
M (spinte)	<b>3.72 kNm/m</b>

Coefficiente parziale perm	<b>1.30</b>
Coefficiente parziale variab	<b>1.50</b>

Sommando l'incremento di momento flettente dovuto al peso proprio del cordolo si ha:

	<b>N kN/m</b>	<b>T kN/m</b>	<b>M kNm/m</b>
<b>SEZIONE SPICCATO FOND.</b>	28.44	53.75	97.59
<b>SEZIONE INGHISAGGI</b>	55.93	50.75	150.60

APPROVATO SDP

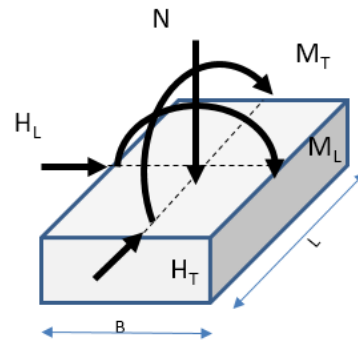
## 8. VERIFICHE DI SICUREZZA

### 8.1 Verifica geotecnica

Per quanto concerne la verifica geotecnica si riportano le tabelle riassuntive per il cordolo n°1 e il cordolo n°3 assumendo l'azione da urto distribuita su tutta la lunghezza della sezione.

Cordolo -1-

<b>CONDIZIONE DRENATA</b>																
<b>TITOLO:</b> SOAX1																
<b>CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008</b>																
<b>FONDAZIONI A PLINTO</b>																
angolo d'attrito caratteristico $\phi'_k$	38 °	0.6632 rad														
angolo d'attrito caratteristico $\phi'_k$ alla base	38 °	0.6632 rad														
coefficiente $\gamma_s$	1.25															
coefficiente $\gamma_R$	1.8															
angolo d'attrito di design $\phi'_d$	32.00656 °	0.5586 rad														
coeff. attrito di design $\mu'_d$	0.625029															
Dimensione minore B[m] (LONGITUDINALE)	2 m															
Dimensione maggiore L [m] (TRASVERSALE)	4 m															
Profondità da piano campagna D [m]	1.85 m															
$q'$ = carico permanente ai lati	37 kPa															
$\gamma$ = peso specifico medio sotto la fondazione	20 kN/m <sup>3</sup>															
$\alpha$ = inclinazione della fondazione	0 °	0.00 rad														
$w$ = inclinazione del piano campagna	0 °	0.00 rad														
CALCOLI PRELIMINARI: coefficienti di capacità portante indipendenti dai carichi																
$N_s$ =	23.19463															
$N_y$ =	20.80841															
<b>approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2</b>							<b>dimensioni efficaci</b>		<b>VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE</b>			<b>VERIFICA A SCORRIMENTO</b>				
<b>Azioni a base plinto (SLU - comb A2)</b>							B'	L'	$R_d$	$E_d$	$R_d/E_d$	$R_d = N \cdot \mu_d$	$E_d$	$R_d/E_d$		
COMB	N	$H_L$	$H_T$	$M_L$	$M_T$	$k_k$			$q_{v,d}$ kPa	$q_{t,d} = N/(B' \cdot L')$						
	kN	kN	kN	kNm	kNm	[g]	kPa	kPa				kN	kN			
URTO	380.6	155.01	0	255.35	0	0	0.66	4.00	224.28	144.57	1.55	OK	237.89	155.01	1.53	OK

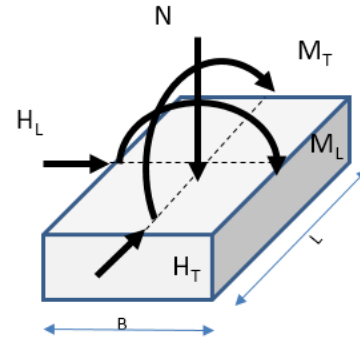


Cordolo -3-
**CONDIZIONE DRENATA**

TITOLO: SOAX1

**CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008**
**FONDAZIONI A PLINTO**

angolo d'attrito caratteristico $\phi'_k$	38 °	0.6632 rad
angolo d'attrito caratteristico $\phi'_k$ alla base	38 °	0.6632 rad
coefficiente $\gamma_s$	1.25	
coefficiente $\gamma_R$	1.8	
angolo d'attrito di design $\phi'_d$	32.00656 °	0.5586 rad
coeff. attrito di design $\mu'_d$	0.625029	
Dimensione minore B[m] (LONGITUDINALE)	2 m	
Dimensione maggiore L [m] (TRASVERSALE)	4.5 m	
Profondità da piano campagna D [m]	1.3 m	
$q'$ = carico permanente ai lati	26 kPa	
$\gamma$ = peso specifico medio sotto la fondazione	20 kN/m <sup>3</sup>	
$\alpha$ = inclinazione della fondazione	0 °	0.00 rad
$\omega$ = inclinazione del piano campagna	0 °	0.00 rad



CALCOLI PRELIMINARI: coefficienti di capacità portante indipendenti dai carichi

$$N_u = 23.19463$$

$$N_y = 20.80841$$

approssio 1 - comb. 2 A2+M2+R2							dimensioni efficaci		VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE			VERIFICA A SCORRIMENTO				
Azioni a base plinto (SLU - comb A2)							B'	L'	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> = N · μ <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>		
COMB	N	H <sub>L</sub>	H <sub>T</sub>	M <sub>L</sub>	M <sub>T</sub>	k <sub>s</sub>			q <sub>w,d</sub> kPa	q <sub>E,d</sub> = N/(B'·L')		kPa	kPa		kN	kN
URTO	301.2	129.3	0	179.46	0	0	0.81	4.50	147.25	82.80	1.78	OK	188.26	129.30	1.46	OK

## 8.2 Verifiche strutturali

### 8.2.1 Verifica flessione sezione spiccato elevazione

La verifica viene condotta considerando la geometria più sfavorevole.

APPROVATO SDP

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.52	5
2	9.05	65

**Tipo 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

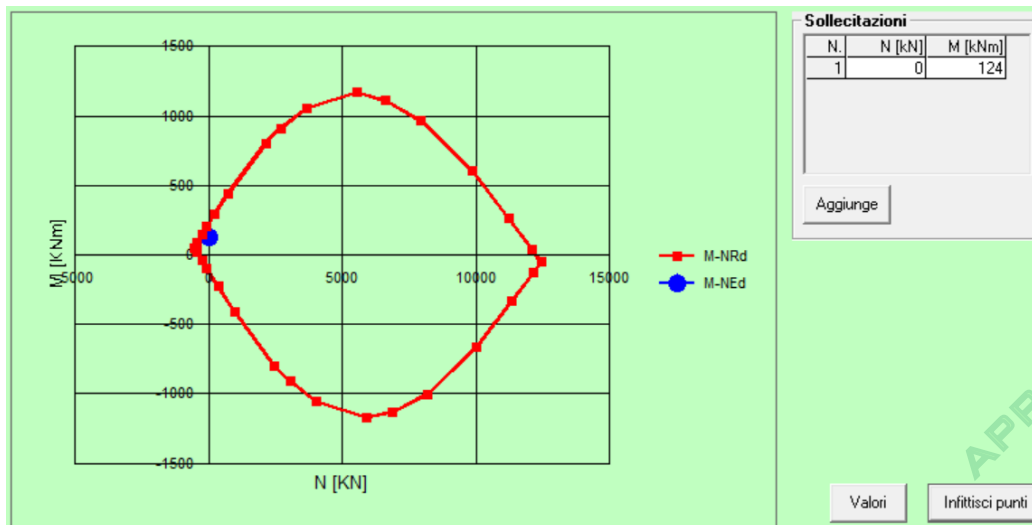
**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviate

**Materiali**  
 B450C  C30/37  
 $\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   ‰  
 $\tau_{c1}$   ‰

**M**  $M_{Rd}$   kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$   cm **Col. modello**  
 Precompresso



$M_{Rd}=229.6 > M_{Sd}=124.0$  kNm VERIFICATO

### 8.2.1 Verifica inghisaggi verticali cordoli 1 / 3

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle verifiche effettuate sugli inghisaggi verticali relativi ai cordoli n°1 e n°3 costituiti da barre ad aderenza migliorata  $\phi 20/25$ .

Trazione

**ROTTURA LATO ACCIAIO:**

$N_{Rk,s}$

**251.3 kN**

Società di Progetto  
Brebemi SpA

$N_{Rd,s}$	251.3 kN
$N_{Sd}$	56.0 kN
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_s$	0.2228

ROTTURA COMBINATA CONICA DEL CALCESTRUZZO E PER SFILAMENTO:	
Stato del calcestruzzo: inserire "Fessurato"/"Non fessurato"	Non fessurato
$\tau_{Rk,ucr}$	14 N/mm <sup>2</sup>
k	3.2
$R_{ck}$	35 N/mm <sup>2</sup>
$N^0_{Rk,p}$	351.9 kN
$S_{cr,Np}$	546.5 mm
$C_{cr,Np}$	273.3 mm
$A^0_{p,N}$	298667 mm <sup>2</sup>
$A_{p,N}$	707616 mm <sup>2</sup>
$A_{p,N}/A^0_{p,N}$	2.37
$\psi_{s,Np}$	1.00
$\psi^0_{g,Np}$	1.36
$\psi_{g,Np}$	1.12
$\psi_{ec,Np X}$	1.00
$\psi_{ec,Np Y}$	1.00
$\psi_{re,Np}$	1.00
$N_{Rk,p}$	932 kN
$N_{Rd,p}$	931.9 kN
$N_{Sd,p}$	223.9 kN
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_{Np}$	0.2403
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

APPROVATO SDP


Taglio

ROTTURA LATO ACCIAIO:	
$V_{Rk,s}$	125.6 kN
$V_{Rd,s}$	125.6 kN
$V_{Sd}$	9.9 kN
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_s$	0.0784

ROTTURA PER PRY-OUT (Cono di cls):	
k	2
$V_{Rk,cp}$	1468.5 kN

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65308-SOAX1-A00	04RCEI11SOAX1000000300	A00	32 di 34

$V_{Rd,cp}$	<b>1468.5</b> kN
$V_{Sd,cp}$	<b>78.9</b> kN
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_{cp}$	0.0537
Note: Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti	

ROTTURA DEL BORDO DEL CLS:	
$k_1$	2.4
$C_1$	500 mm
$\alpha$	0.089
$\beta$	0.053
$V_{Rk,c}^0$	284.3 kN
$A_{c,v}^0$	1125000 mm <sup>2</sup>
$A_{c,v}$	562500 mm <sup>2</sup>
$A_{c,v}/A_{c,v}^0$	0.50
$\psi_{s,v}$	1.00
$\psi_{h,v}$	1.12
$\psi_{\alpha,v}$	1.00
$\psi_{ec,v}$	1.00
$\psi_{re,v}$	1.00
$V_{Rk,c}$	158.9 kN
$V_{Rd,c}$	<b>158.9</b> kN
$V_{Sd,c}$	<b>78.9</b> kN
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_c$	0.4962
Note: Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti	

APPROVATO SDP

## 8.2.2 Verifica inghisaggi orizzontali cordolo -1-

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive delle verifiche effettuate sugli inghisaggi orizzontali relativi alla sezione di allungamento soletta sottovia in corrispondenza del cordolo n°1 costituiti da barre ad aderenza migliorata  $\phi 20/25$ .

### Trazione

ROTTURA LATO ACCIAIO (HIT-V M16 classe 5.8):	
$N_{Rk,s}$	<b>251.3</b> kN
$N_{Rd,s}$	<b>251.3</b> kN
$N_{Sd}$	<b>88.3</b> kN
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_s$	0.3514

Società di Progetto  
Brebemi SpA





**ROTTURA COMBINATA CONICA DEL CALCESTRUZZO E PER SFILAMENTO:**

Stato del calcestruzzo: inserire "Fessurato"/"Non fessurato"	Non fessurato
$T_{Rk,ucr}$	14 N/mm <sup>2</sup>
k	3.2
$R_{ck}$	35 N/mm <sup>2</sup>
$N^0_{Rk,p}$	351.9 kN
$S_{cr,Np}$	546.5 mm
$C_{cr,Np}$	273.3 mm
$A^0_{p,N}$	298667 mm <sup>2</sup>
$A_{p,N}$	707616 mm <sup>2</sup>
$A_{p,N}/A^0_{p,N}$	2.37
$\Psi_{s,Np}$	0.81
$\Psi^0_{g,Np}$	1.36
$\Psi_{g,Np}$	1.12
$\Psi_{ec,Np X}$	1.00
$\Psi_{ec,Np Y}$	1.00
$\Psi_{re,Np}$	1.00
$N_{Rk,p}$	755 kN
$N_{Rd,p}$	<b>754.6 kN</b>
$N_{Sd,p}$	<b>353.2 kN</b>
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_{Np}$	0.4680
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

Taglio

<b>ROTTURA LATO ACCIAIO:</b>	
$V_{Rk,s}$	<b>125.6 kN</b>
$V_{Rd,s}$	<b>125.6 kN</b>
$V_{Sd}$	<b>12.1 kN</b>
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_s$	0.0963

<b>ROTTURA PER PRY-OUT (Cono di cls):</b>	
k	2
$V_{Rk,cp}$	<b>582.6 kN</b>
$V_{Rd,cp}$	<b>582.6 kN</b>
$V_{Sd,cp}$	<b>96.8 kN</b>
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_{cp}$	0.1662
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



<b>ROTTURA DEL BORDO DEL CLS:</b>	
$k_1$	2.4
$c_1$	100 mm
$\alpha$	0.200
$\beta$	0.072
$V_{RK,c}^0$	39.9 kN
$A_{c,V}^0$	45000 mm <sup>2</sup>
$A_{c,V}$	270000 mm <sup>2</sup>
$A_{c,V}/A_{c,V}^0$	6.00
$\psi_{s,V}$	1.00
$\psi_{h,V}$	1.00
$\psi_{\alpha,V}$	1.00
$\psi_{ec,V}$	1.00
$\psi_{re,V}$	1.00
$V_{RK,c}$	239.4 kN
$V_{Rd,c}$	<b>239.4</b> kN
$V_{Sd,c}$	<b>96.8</b> kN
<b>Esito:</b>	<b>Verificato</b>
$\beta_c$	0.4044
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

Le verifiche risultano soddisfatte.

APPROVATO SDP