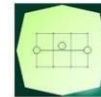


CONCEDENTE



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

O-PARTE GENERALE OO-GENERALE 00002 - ELABORATI TIPOLOGICI CAVALCAFOSSO SU CANALETTA PREFABBRICATA 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	PART.	PROGR.	PART.ODC.	STATO	REV.	LUG	2016	
66017	04	RC	E	I	I1	00	002	00	00	004	00	A	00	SCALA:		


ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE									
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 4152	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI	

	IL CONCEDENTE 	IL CONCESSIONARIO Società di Progetto Brebemi SpA
--	--------------------------	---

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SdP BREBEMI S.P.A. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SdP BREBEMI S.P.A. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA	8
	3.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione	8
	3.2 Calcestruzzo	8
	3.3 Acciaio per cemento armato	9
	3.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali	9
	3.5 Copriferro minimo e copriferro nominale	10
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
	4.1 Calcolo delle spinte sui muri	12
	4.1.1 Spinte a riposo in condizioni statiche	12
	4.1.2 Sovraspinte sismiche	12
	4.2 Bibliografia.....	13
5	PARAMETRI GEOTECNICI	14
6	CRITERI DI CALCOLO	15
	6.1 Criteri e definizione dell'azione sismica	15
	6.2 Combinazioni di carico	16
	6.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU	17
	6.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE	18
	6.2.3 Combinazioni per la condizione sismica	18
7	TIPO A-TIPO B	21
	7.1 Geometria della struttura	21
	7.2 Analisi dei carichi.....	21
	7.2.1 Peso proprio e carichi permanenti portati	21
	7.2.2 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore	22
	7.3 Calcolo delle sollecitazioni	24
	7.3.1 Schema di calcolo	24
	7.3.2 Condizioni e combinazioni di carico adottate.....	25
	7.3.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali	26
	7.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE.....	27
	7.4.1 Mezzeria (sez.a)	29
	7.4.1.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE	29
	7.4.1.2 VERIFICA A FESSURAZIONE	29
	7.4.1.3 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO.....	30
	7.4.2 Attacco piedritto (sez. b)	32

	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 3 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	-------------------


7.4.2.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO 32

VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE33

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 4 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	-------------------

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda i calcoli strutturali relativi ai cavalcafossi tipologici previsti nell'ambito dell'Interconnessione tra l'Autostrada A35 BreBeMi e l'Autostrada A35-A4.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi.

Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1.00m.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA





Doc. N.
66017-00002-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCEI11000002000000400


REV.
A00

FOGLIO
5 di 33

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 6 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	-------------------

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

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;

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”.

UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;

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;

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA






Doc. N.
66017-00002-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCEI11000002000000400

REV.
A00

FOGLIO
7 di 33

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali elencati nel seguito.

3.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe minima pari a Rck 20.

3.2 Calcestruzzo

Per la realizzazione della fondazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C28/35 (Rck ≥ 35 N/mm²) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) →	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm ²
Resistenza media a compressione →	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05$ N/mm ²
Modulo elastico →	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione →	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck}/1.5 = 16.46$ N/mm ²
Resistenza a trazione media →	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83$ N/mm ²
Resistenza a trazione →	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.981$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo →	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara) →	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) →	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07$ N/mm ²

Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 (Rck ≥ 40 N/mm²) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) →	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm ²
Resistenza media a compressione →	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$ N/mm ²
Modulo elastico →	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione N/mm ² →	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck}/1.5 = 18.81$
Resistenza a trazione media →	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm ²
Resistenza a trazione →	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo →	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara) →	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) →	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94$ N/mm ²

APPROVATO SDP

3.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq 450$ N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq 540$ N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	→	$\sigma_c = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm ²

3.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte alle azioni ambientali, si devono adottare opportuni 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 definire correttamente la classe di esposizione, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004.

Per le opere oggetto della presente relazione si individuano le seguenti classi di esposizione:

<u>Fondazione</u>	XC2
<u>Elevazione</u>	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 1 – Descrizione delle condizioni ambientali (tabella 4.2.III NTC 2008)

Società di Progetto

Brebemi SpA

Per quanto riguarda l'elevazione, vengono indicate diverse classi di esposizione in quanto si prendono in considerazione gli aspetti relativi alla corrosione indotta dalla carbonatazione ed all'attacco dei cicli gelo-

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66017-00002-A00.doc	04RCEI1000002000000400	A00	10 di 33

disgelo. Viene scelta come rappresentativa la classe di esposizione XC4 che è considerata aggressiva e più gravosa ai fini dell'assunzione delle grandezze variabili da adottare.

Si assume che le condizioni ambientali siano Aggressive per i due piedritti e per la soletta di copertura, viceversa si assume che le condizioni ambientali siano Ordinarie per la soletta di fondazione.

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	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 2 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC 2008)


In grigio scuro sono indicati i limiti che individuano gli stati limite di fessurazione che sono stati utilizzati per eseguire le verifiche in esercizio.

3.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Per preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale è stato previsto un idoneo copriferro valutato in accordo con quanto indicato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, al capitolo 4.1.6.1.3. Come descritto in precedenza, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione alle classi di esposizione; in particolare, la Circolare n. 617 del 02/02/2009 esplicativa delle NTC, riferendosi alle tre condizioni ambientali fornisce i valori minimi dei copriferri (tab. II), espressi in mm e distinti in funzione del tipo di armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti) o monodimensionale (travi, pilastri, ecc.). Segue la tabella in oggetto:

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per ciascun elemento si definiscono, in funzione di C_{min} (classe di resistenza minima del calcestruzzo) e C_o (classe di resistenza ordinaria del calcestruzzo), i copriferri minimi per costruzioni con vita nominale di 50 anni. Per costruzioni con vita nominale di 100 anni i valori riportati vanno aumentati di 10 mm. A tali valori di tabella, vanno, inoltre, aggiunte le tolleranze di posa, pari a ± 10 mm. Per le classi di resistenza del calcestruzzo inferiori ai C_{min} indicati in tabella, i valori riportati sono da aumentare di 5 mm. Nel caso specifico, poi, di produzioni di elementi sottoposti a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66017-00002-A00.doc	04RCEI11000002000000400	A00	11 di 33

copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. In generale, dunque, ogni barra di armatura deve essere protetta dal prescritto spessore di copriferro di calcestruzzo, valutato secondo la seguente relazione:


$$C_{\text{nominale}} = C_{\text{DM}} + D_{\text{cvita utile}} + C_{\text{tolleranza}}$$

Per l'opera in oggetto si prevede di adottare dei PCQ con verifica dei copriferri, tenendo conto che le prescrizioni standard Italferr/RFI, note all'entrata in vigore delle NTC 2008, per opere in c.a. non ispezionabili ed a contatto con il terreno, impongono un copriferro minimo (o nominale) di 40 mm, si è scelto di applicare questo valore di copriferro minimo anche nei casi in cui la norma ne consentisse di minori. In relazione a quanto in precedenza descritto sono stati utilizzati, nell'ambito delle verifiche strutturali, i seguenti valori:

Classe	Condizioni ambientali	C _{nominale} [mm]	
		Tipo di elemento	
		Piastra	Altri
XC2	ordinaria	40	40
XC4	aggressiva	45	50
XD2	molto aggressiva	55	60

Le componenti della struttura in oggetto sono classificabili come elementi di tipo "piastra", per i piedritti e la soletta di copertura la classe di esposizione è di tipo XC4, pertanto il copriferro adottato è pari a 45 mm, viceversa per la soletta di fondazione la classe di esposizione corrispondente è XC2, il copriferro considerato è pari a 40 mm. Si adotta un copriferro pari a 45mm valido per tutte le parti della struttura.

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 12 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	--------------------

4 ASPETTI GEOTECNICI

4.1 Calcolo delle spinte sui muri

4.1.1 Spinte a riposo in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (4-1)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{OCR} \quad (4-2)$$

Con $OCR = GSC =$ grado di sovraconsolidazione.

In questo caso, pur operando secondo un approccio agli SLU, in una combinazione A2+M2+R2, K_0 può essere valutato sempre con riferimento all'angolo d'attrito caratteristico ϕ_k .

4.1.2 Sovraspinte sismiche

In questo caso le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno per lo stato limite SLV può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.


Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 =$ peso di volume del materiale compattato del rilevato. Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con "htot" altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo " ΔP_d " la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare. L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Bresini SPA



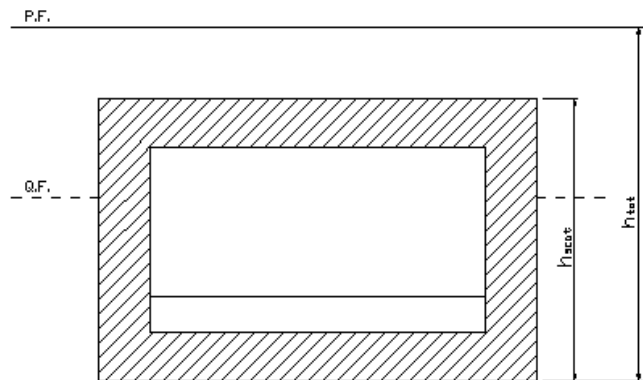


Figura 4-1

4.2 Bibliografia

- Ebeling Robert M. and Morrison, Ernest E. Jr. (1992), The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures, *Technical Report ITL-92-11* , NCEL TR-939, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Wood, J. H. (1973). "Earthquake Induced Soil Pressures on Structures," Doctoral Dissertation, EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, CA <http://caltecheerl.library.caltech.edu/>.

APPROVATO SDP


5 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici che caratterizzano i materiali da rilevati e reinterri sono:

- $\phi'_k = 38^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Il coefficiente di spinta a riposo, per la combinazione STR, corrispondente all'angolo di attrito indicato risulta pari a $k_0 = 0,384$

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1000002000000400	REV. A00	FOGLIO 15 di 33
--	--------------------------------	--	-------------	--------------------

6 CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

6.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.


Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera da realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni, la classe d'uso assunta è la IV, il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale quindi:

Società di Progetto

Brebemi SpA

	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 16 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	--------------------

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione massima al sito;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La spinta si considera come un carico uniformemente distribuito su h_{tot} .

L'azione sismica verrà calcolata come un incremento dinamico della spinta laterale del terreno, al quale si devono sommare le inerzie della struttura e dello strato di terreno di ricoprimento sovrastante.

6.2 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.

6.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

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.

Trattandosi di opere interrato, 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 (carico limite)

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1	1


Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0/1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Società di Progetto
Brebemi SpA

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per la resistenza del sistema

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)

	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 18 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	--------------------

Capacità portante della fondazione	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1.8$
Scorrimento	$\gamma_R=1$	$\gamma_R=1.1$

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

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

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

6.2.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Quasi permanente}) \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara}) \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

6.2.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):


$$\text{STR}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{GEO}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$

Le verifiche agli stati limite ultimi § 7.11.1(NTC) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 19 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	--------------------

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI e § 2.5.I della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0+0.2$ (condizione cautelativa).

Data la natura dell'opera in progetto, così come previsto dalla norma, si può assumere $\psi_{2i} = 0$.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA





Doc. N.
66017-00002-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCEI11000002000000400

REV.
A00

FOGLIO
20 di 33

APPROVATO SDP

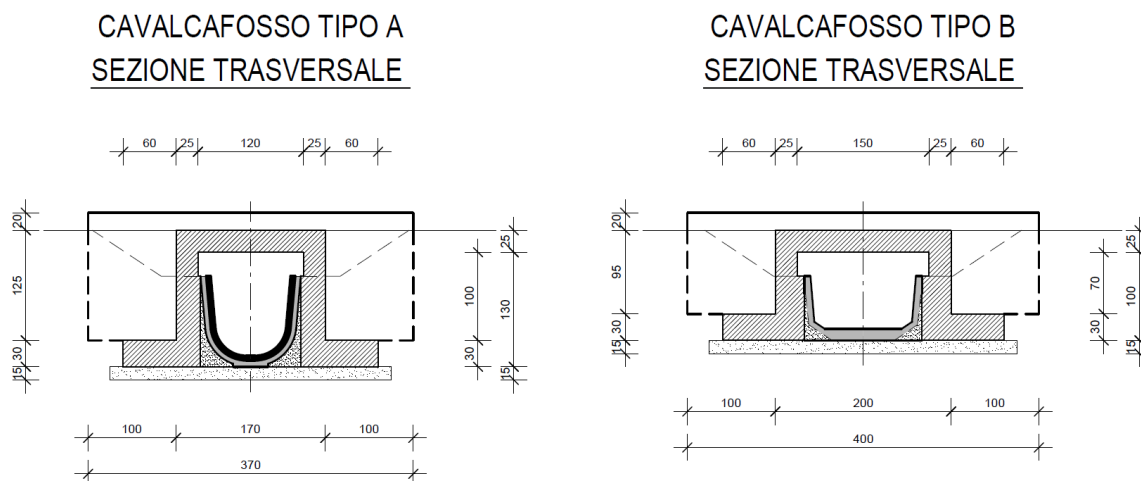
Società di Progetto
Brebemi SpA



7 CAVALCAFOSSO TIPO A-TIPO B

7.1 Geometria della struttura

All'interno dei lavori riguardanti l'interconnessione è prevista la realizzazione di due diverse tipologie di cavalcavfosso con dimensioni differenti. Le geometrie sono quelle riportate nel seguito:



Il calcolo viene eseguito considerando un'altezza di ricoprimento

$$H_{ric} = 0.25m$$

I calcoli strutturali verranno condotti con riferimento alla tipologia B dove la maggiore luce di inflessione della soletta superiore rappresenta lo schema di calcolo maggiormente sollecitato.

7.2 Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato	$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
rilevato	$\gamma_{ril} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
sovrastuttura stradale	$\gamma_{sovr} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

7.2.1 Peso proprio e carichi permanenti portati

Soletta superiore

peso proprio	$0.25 * 25.00 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
peso sovrastuttura stradale	$0.25 * 20.00 = 5.00 \text{ kN/m}^2$
totale	11.25 kN/m²

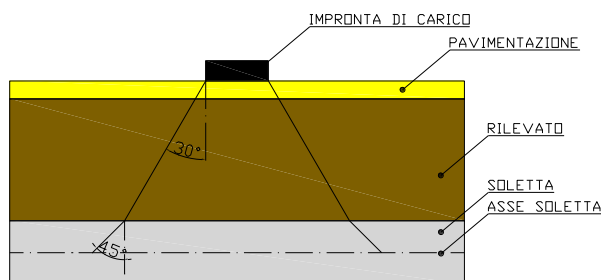
7.2.2 Carichi mobili verticali sulla soletta superiore

Come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1. Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del cavalcavaso e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Essendo l'opera considerata di dimensioni ridotte, si ha che lo schema di carico maggiormente sollecitante è rappresentato da due impronte da 150 kN ognuna in corrispondenza della mezzeria della soletta superiore. Inoltre il ridotto ricoprimento fa sì che la ripartizione delle impronte di carico non interferiscano tra di loro potendo assumere una ripartizione della singola impronta su di un'area calcolata come mostrato nel seguito. Si considera in entrambe le direzioni, longitudinale e trasversale alla strada, una diffusione come in figura:



Le larghezze su cui si considera agente il carico vengono calcolate, rimanendo a favore di sicurezza, considerando un ricoprimento ridotto per tenere in conto della riduzione dell'area di diffusione del carico, e sono:

in direzione longitudinale alla strada:

Detta L_{dl} la *larghezza di diffusione del carico longitudinale* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

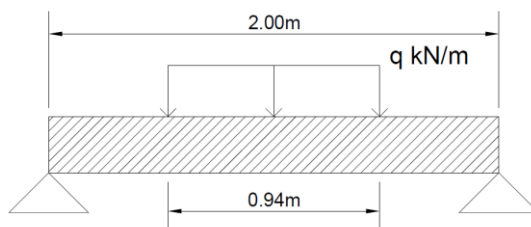
$$L_{dl} = 0.40 + 2 * (0.25 * \text{tg}30^\circ + 0.125) = 0.94 \text{ m}$$

in direzione trasversale alla strada:

Detta L_{dt} la *larghezza di diffusione del carico trasversale* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore si ha un lunghezza congruente a quella precedentemente calcolata. In direzione trasversale si considera ragionevolmente una collaborazione della striscia direttamente caricata con le strisce adiacenti incrementando la larghezza di diffusione di una lunghezza pari a $L/4$, dove L rappresenta la lunghezza in sezione trasversale della soletta inflessa considerata.

$$L_{dt} = 0.40 + 2 * (0.25 * \text{tg}30^\circ + 0.125) + 1 = 1.94 \text{ m}$$

Si ottiene pertanto lo schema semplificato di trave appoggio-appoggio mostrata in figura:



La pressione dovuta al Q_{1k} risulta pertanto:

$$Q_{1k} = 150 / (0.94 * 1.94) = 82.3 * 0.94 = 77.3 \text{ kN/m}$$

$$q_{1k} = 9.00 \text{ kN/m}^2$$

APPROVATO SDP

7.3 Calcolo delle sollecitazioni

7.3.1 Schema di calcolo

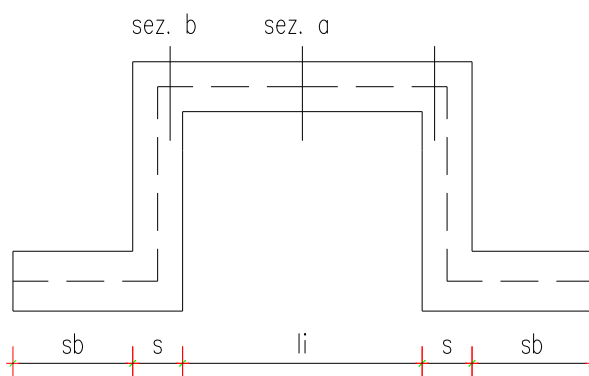
La sollecitazione prevalente sulla struttura è una sollecitazione flettente di momento positivo. Il massimo valore di tale sollecitazione viene calcolato assumendo, a favore di sicurezza, luce di calcolo pari a:

$$l = l_i + 2 \cdot s$$

La massima sollecitazione tagliante viene invece calcolata sulla luce seguente:

$$l' = l_i + 2 \cdot s / 4$$

Il significato dei simboli utilizzati è rappresentato nello schema seguente:



Geometria di calcolo

Nel caso specifico si ottiene:

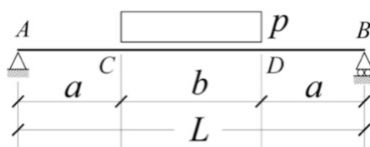
$$l = 2.00 \text{ m}$$

$$l' = 1.63 \text{ m}$$

APPROVATO SDP

Le spinte dovute al terrapieno agenti sulle pareti tendono a ridurre queste sollecitazioni flessionali; operando a favore di sicurezza esse vengono trascurate, così come si trascurano le spinte in condizioni sismiche.

La massima sollecitazione flettente si ricava in corrispondenza della sezione di mezzeria della soletta superiore (sez. a) mentre la massima sollecitazione tagliante si ricava in corrispondenza della sezione posta a $s/4$ (sez. b), indicate in figura; i valori delle sollecitazioni si ottengono applicando le formule seguenti:



$$M_a = \frac{p \cdot b}{8} (2 \cdot l - b)$$

$$T_a = \frac{p \cdot b}{2}$$

Per i carichi distribuiti su tutta la lunghezza della soletta si ha:

$$M_a = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

$$T_a = \frac{p \cdot l'}{2}$$

7.3.2 Condizioni e combinazioni di carico adottate

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, i valori dei coefficienti riportati in Tab. 5.1. IV (NTC).

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali di sicurezza delle azioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.1.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC).

	Q_{ik}	q_{ik}
	150 kN	9 kN/m ²
Frequente	0.75	0.40
Quasi permanente	0.00	0.00
Rara	1.00	1.00

Le precedenti combinazioni elementari di calcolo (CMB) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE (combinazione 1 (A1+M1+R1)), come da seguente prospetto.

stradali		PERMANENTI	SPINTE	ACCIDENTALI	ACCIDENTALI VERT.	FRENOTURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU	ACCIDENTALI	AZIONI SISMICHE	AZIONI SISMICHE	VARIAZIONI	RI TIRO
		PORTATI+BALLAST CON COEFF. -1.5:		VERTICALI SU OPERA:	SU TERRAPIENO:				SOLETTA INFERIORE:	DIVERSI:	ORIZZONTALI	VERTICALI	TERMICHE/RI TIRO	
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
gruppo 1	SLU.1	1 - 1.35	1 - 1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.900	0.000	0.000	0.000	0.000	1.200	0 - 1.20
	SLU.2	1 - 1.35	1 - 1.35	1.350	1.350	0.000	0.000	1.500	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
	SLU.3	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	0.000	0.000	0.900	1.013	1.500	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
gruppo 2a	SLU.4	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	1.350	0.000	0.900	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
gruppo 2b	SLU.5	1 - 1.35	1 - 1.35	1.013	1.013	0.000	1.350	0.900	1.125	1.125	0.000	0.000	0.720	0 - 1.20
sisma	SISMA	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	0.600	0.750	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni, così come precedentemente esposto e riassunto nella seguente tabella:

stradali		PERMANENTI +PORTATI + BALLAST CON COEFF.: 1,5:	SPINTE	ACCIDENTALI VERTICALI SU OPERA:	ACCIDENTALI VERT. SU TERRAPIENO:	FRENATURA:	FORZA CENTRIFUGA:	VENTO:	ACCIDENTALI SU SOLETTA INFERIORE:	ACCIDENTALI DIVERSI:	AZIONI SISMICHE ORIZZONTALI	AZIONI SISMICHE VERTICALI	VARIAZIONI TERMICHE	FRITTO
		a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	l
gruppo 1	SLU.1	1 - 1.35	1 - 1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	1.5*0.6	0.000	0.000	0.000	0.000	1.200	0 - 1.20
	SLU.2	1 - 1.35	1 - 1.35	1*1.35	1*1.35	0.000	0.000	1.500	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
	SLU.3	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	0.000	0.000	1.5*0.6	1.35*0.75	1.500	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
gruppo 2a	SLU.4	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	1.350	0.000	1.5*0.6	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
gruppo 2b	SLU.5	1 - 1.35	1 - 1.35	0.75*1.35	0.75*1.35	0.000	1.350	1.5*0.6	1.5*0.75	1.5*0.75	0.000	0.000	1.2*0.6	0 - 1.20
sisma	SISMA	1.000	1.000	0.2*0	0.2*0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0 - 1.00
SLE	FR1	1.000	1.000	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	FR2	1.000	1.000	0.750	0.750	0.750	0.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00
	QP	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0 - 1.00
	RAR	1.000	1.000	1.000	1.000	0.750	0.750	0.600	0.750	0.000	0.000	0.000	0.600	0 - 1.00

7.3.3 Sollecitazioni sugli elementi strutturali

Adottando lo schema di calcolo descritto in precedenza, si ottengono le massime sollecitazioni riportate di seguito in corrispondenza delle sezioni "a" e "b". Il calcolo è riferito ad una striscia di struttura di profondità unitaria.

peso proprio

$$M_a = 3.13 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_b = 5.09 \quad \text{kN/m}$$

sovrastuttura

$$M_a = 2.50 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_b = 4.08 \quad \text{kN/m}$$

Accidentale

$$M_a = 18.83 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_b = 43.67 \quad \text{kN/m}$$

SLE

rara

$$M_a = 24.46 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_b = 52.84 \quad \text{kN/m}$$


SLE frequente

$$M_a = 18.18 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_b = 39.36 \quad \text{kN/m}$$

SLE quasi permanente

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66017-00002-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11000002000000400	REV. A00	FOGLIO 27 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	--------------------

$$M_a = 5.63 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_b = 9.17 \quad \text{kN/m}$$

SLU

$$M_a = 33.02 \quad \text{kNm/m}$$

$$T_b = 71.33 \quad \text{kN/m}$$

7.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo (elevazioni) ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

mentre per le strutture in ambiente ordinario (fondazione) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequante:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

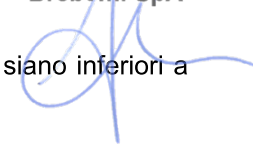
$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebem SpA





Doc. N.
66017-00002-A00.doc

CODIFICA DOCUMENTO
04RCEI11000002000000400

REV.
A00

FOGLIO
28 di 33

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



7.4.1 Mezzeria (sez.a)

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100.000
Altezza h (cm)	25.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Φ14/20 7.700
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.200
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1Φ12/20 5.650
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.100

7.4.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo per Flessione

Momenti di rottura in flessione retta

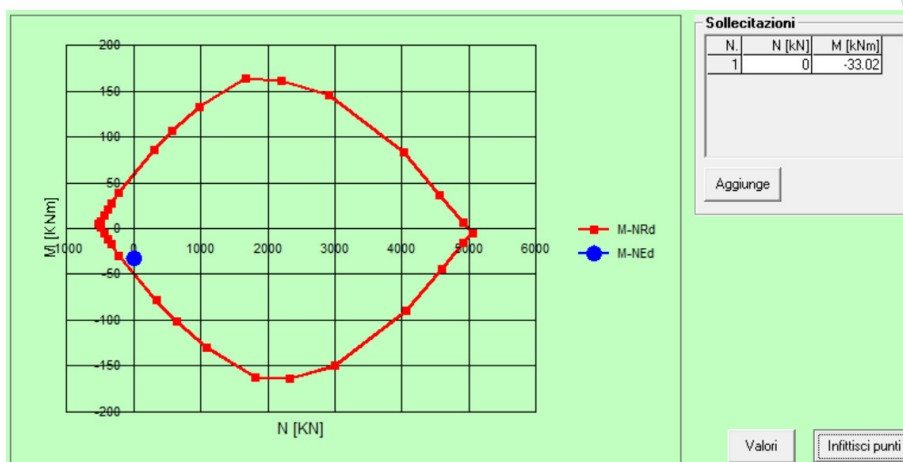
Sollecitazioni: $M_x = -33.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$

Sollecitazioni ultime: $M_x = -62.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_y = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $N = 0.00 \text{ kN}$

Deformazioni cls = 0.35%

Deformazioni max acciaio = 1.5 %

Tipo di rottura: Lato calcestruzzo-Acciaio snervato



APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

7.4.1.2 Verifica a fessurazione

	frequente	qp
--	-----------	----



Larghezza b (cm)	100.000	100.000
Altezza h (cm)	25.000	25.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Φ14/20	1Φ14/20
	7.700	7.700
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.200	6.200
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1Φ12/20	1Φ12/20
	5.650	5.650
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.100	6.100
N (kN)	0.000	0.000
M (kNm)	18.18	5.63
x (cm)	5.599	5.599
f_c (N/mm ²)	-3.915	-1.212
$f_{a1strato}$ (N/mm ²)	138.50	42.88
$f_{a2strato}$ (N/mm ²)		
FORMAZIONE FESSURE		
Resist. media a traz. semplice del cls, f_{ctm} (N/mm ²)	3.02	3.02
Resist. caratt. a traz. per fless. del cls, f_{ctk} (N/mm ²)	2.54	2.54
Distanza baricentro da lembo compresso, x_g (cm)	12.57	12.57
Modulo di resistenza non fessurato, W_{sr} (cm ³)	11'121	11'121
Momento di formazione delle fessure, M_{ff} (kNm)	29.50	29.50
Traz. nel cls prodotta da Mes ed Nes, σ_{ct} (N/mm ²)	1.635	0.506

APPROVATO SDP

7.4.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

	rara	qp
Larghezza b (cm)	100.000	100.000
Altezza h (cm)	25.000	25.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Φ14/20	1Φ14/20
	7.700	7.700
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.200	6.200
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)		
Copriferro 2° strato c_2 (cm)		
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1Φ12/20	1Φ12/20
	5.650	5.650
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.100	6.100
N (kN)	0.000	0.000

 Società di Progetto
Brebemi SpA



M (kNm)	24.46	5.63
x (cm)	5.599	5.599
f_c (N/mm ²)	-5.267	-1.212
$f_{a1strato}$ (N/mm ²)	186.3	42.88
$f_{a2strato}$ (N/mm ²)		

APPROVATO SDP

7.4.2 Attacco piedritto (sez. b)

Caratteristiche geometriche della sezione

Larghezza b (cm)	100.000
Altezza h (cm)	25.000
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1Φ14/20 7.700
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	6.200
Armatura tesa 2° strato A_a (cm ²)	
Copriferro 2° strato c_2 (cm)	
Armatura Compresa $A'a$ (cm ²)	1Φ12/20 5.650
Copriferro armatura compressa c' (cm)	6.100

7.4.2.1 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

V_{sdu}	71.33	kN
M_{sdu}	0	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	18.8	cm
A_{sl}	7.7	cm ²
c	6.2	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	16.98	gradi
$ctg\theta$	3.28	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
A_{sw}	3.95	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	18.133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²

APPROVATO SDP

La verifica è soddisfatta senza necessità di armare a taglio.

VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Si riportano di seguito le massime pressioni ricavate sul terreno ad intradosso fondazione del cavalcafosso.

Si riporta il calcolo delle azioni verticali agenti su una striscia unitaria di struttura.

Si assume il seguente peso specifico sia per il terreno in sito sia per il rilevato:

$$\gamma = 20.00 \text{ kN/m}^3$$

1-Risultante dei carichi verticali V'

a) Peso struttura	=	$((L+2*s_p)*s_s+(2*s_p+2*s)*s_r+2*s_p*h)*\gamma_{cls}$	=	38.0	kN
b) Peso sovr stradale	=	$(2*s+2*s_p+2*s)*H_r*\gamma_{ri}$	=	16.0	kN
c) Peso terreno sbalzi	=	$2*s*(h+s_s)*\gamma_t$	=	22.8	kN
d) Risultante sovraccarico mezzi	=	$Q_{1k}/L_{dtmax} + q_{1k}*(L+2*s_p)$	=	95.32	kN

Si considerano ai fini delle verifiche di capacità portante le seguenti combinazioni di carico:

	1	2	3
	Peso proprio	Permanenti portati	ACCIDENTALE SOLETTA
SLU GEO	1	1	1.15

Le risultanti delle azioni ai fini del calcolo della capacità portante risultano:

	V'
SLU-GEO	186.42

La pressione sul terreno risulta quindi pari a:

$$\sigma = 186.42 / (B * L) = 0.16 \text{ N/mm}^2$$

dove B=1.20m (larghezza dell'impronta del cavalcafosso)

L= 1.00m (larghezza striscia unitaria di calcolo)

Il valore di pressione sul terreno ricavato risulta compatibile con la capacità portante dei terreni presenti in sito, dunque la verifica di portanza si ritiene soddisfatta.