

## Progetto per la realizzazione opere della viabilità di collegamento tra via Bellosguardo e via Roma - lotto I

progettisti

**arch. Massimo Ceragioli**



ufficio di progettazione

via Virgilio 15 55049 Viareggio (Lu) Italia  
tel/fax +39 0584 961196 cell 335 6919334  
pec ceragioli.massimo@pec.architettilucca.it

**ing. Rodolfo Lelli**



**Studio Lelli Vanni Da Prato Ingegneri Associati**  
Via di Montramito, 116/C - Viareggio 55049 (LU)  
tel 0584/50337 fax 0584/407728 cell 335.8147729  
mail studio@lellivannidaprato.it pec rodolfo.elli@ingpec.eu

RUP

**ing. Riccardo Palmerini**

via Tabarrani 82 55041 Camaiole (Lu) Italia  
cell 348 2480820  
mail r.palmerini@tin.it  
pec riccardo.palmerini@ingpec.eu

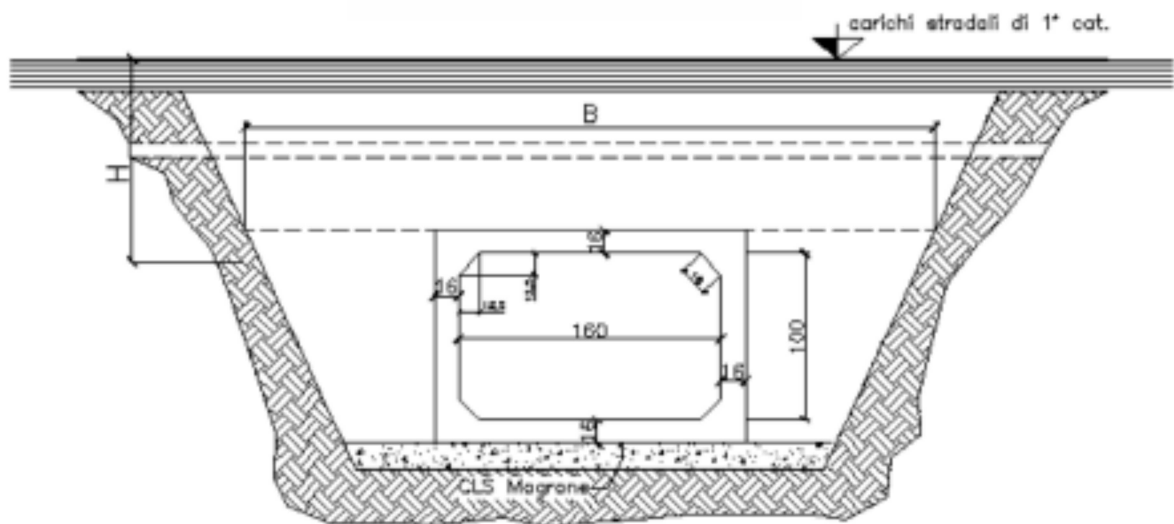
23/11/2018

**relazione opere in cemento armato  
e opere stradali con calcoli esecutivi**



**PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI MANUFATTO PREFORMATO IN C.A.V.  
A SEZIONE SCATOLARE, CON MISURE INTERNE 160x100h cm  
LUNGHEZZA L=200 cm    SPESSORE 16 cm**

**RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO**



**SOMMARIO:**

<b>A</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
<b>B</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>4</b>
B.1	<u>VITA NOMINALE (PUNTO 2.4.1. DEL D.M 14.01.2008)</u>	4
B.2	<u>CLASSE D'USO (PUNTO 2.4.2. DEL D.M 14.01.2008)</u>	5
B.3	<u>PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (PUNTO 2.4.3. DEL D.M 14.01.2008)</u>	5
<b>C</b>	<b>PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA</b>	<b>5</b>
<b>D</b>	<b>CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI MINIMI</b>	<b>6</b>
D.1	<u>CLASSI DI ESPOSIZIONE</u>	6
D.2	<u>PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO</u>	6
D.3	<u>TABELLA TIPI CALCESTRUZZO</u>	7
D.4	<u>PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITA'</u>	8
<b>E</b>	<b>MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE</b>	<b>8</b>
E.1	<u>CALCESTRUZZO</u>	8
E.2	<u>ACCIAIO PER C.A.</u>	9
E.3	<u>RELAZIONE SUI MATERIALI</u>	10
<b>F</b>	<b>CRITERI GENERALI DI ANALISI</b>	<b>13</b>
F.1	<u>MODELLO DI CALCOLO</u>	13
F.2	<u>TIPO DI ANALISI SVOLTA</u>	14
F.3	<u>ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI</u>	14
F.4	<u>AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI</u>	15
F.5	<u>VALIDAZIONE DEI CODICI</u>	15
F.6	<u>MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI</u>	15
F.7	<u>GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI</u>	15
F.8	<u>SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI</u>	16
F.9	<u>INFORMAZIONE GENERALI SULL'ELABORAZIONE</u>	16
F.10	<u>NON LINEARITA' GEOMETRICHE</u>	17
F.11	<u>EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI</u>	17
F.12	<u>INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA</u>	17
F.13	<u>METODI DI VERIFICA</u>	18
<b>G</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>18</b>
<b>H</b>	<b>AZIONI SULLA STRUTTURA</b>	<b>18</b>
H.1	<u>CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI</u>	18
H.2	<u>PESO PROPRIO STRUTTURALE – G1A</u>	19
H.3	<u>PESO DEL RINTERRO – G1B</u>	19
H.4	<u>SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO – G1C</u>	19
H.5	<u>SOVRACCARICHI MOBILI (PONTI DI 1° CATEGORIA) – Q</u>	20
H.6	<u>INCREMENTO DI SPINTA ORIZZONTALE LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE - Q</u>	21
H.7	<u>AZIONE SISMICA - E</u>	21
H.8	<u>SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO – G1D</u>	23
H.9	<u>EFFETTO DELLA FALDA – G1D</u>	23
H.10	<u>SOTTOSPINTA IDRAULICA – G1D</u>	24
<b>I</b>	<b>CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI</b>	<b>24</b>
I.1	<u>PREMESSA</u>	24
I.2	<u>TIPOLOGIA COMBINAZIONI</u>	24
I.3	<u>COEFFICIENTI PARZIALI PER CARICHI MOBILI - Q</u>	25
I.4	<u>CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CCE)</u>	26
I.5	<u>COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CC)</u>	26
<b>J</b>	<b>VERIFICHE</b>	<b>26</b>
J.1	<u>VERIFICHE TRAVERSO SUPERIORE</u>	26
J.2	<u>VERIFICHE PIEDRITTI</u>	29
J.3	<u>VERIFICHE TRAVERSO INFERIORE</u>	32
J.4	<u>VERIFICHE SLU PER TAGLIO</u>	35
J.5	<u>VERIFICHE TENSIONI NEI NODI RIGIDI DELLO SCATOLARE</u>	35

J.6	<u>VERIFICHE TENSIONI SUL TERRENO DI APPOGGIO</u> .....	35
J.7	<u>VERIFICHE SLE</u> .....	35
J.8	<u>VERIFICHE APERTURA FESSURE</u> .....	36
<b>K</b>	<b>VERIFICHE LOCALI</b> .....	<b>37</b>
K.1	<u>VERIFICA ARMATURE PARETI INTERNE</u> .....	37
K.2	<u>VERIFICHE DI PUNZONAMENTO</u> .....	38
K.3	<u>VERIFICHE TERMINALI (GIUNTO)</u> .....	38
K.4	<u>STABILITA'</u> .....	38
K.5	<u>CARICHI SUPERFICIALI ORIZZONTALI</u> .....	38
K.6	<u>DEFORMAZIONE DELLA SOLETTA SUPERIORE</u> .....	38
K.7	<u>CEDIMENTO DIFFERENZIALE</u> .....	38
<b>L</b>	<b>METODO COSTRUTTIVO</b> .....	<b>39</b>
<b>M</b>	<b>MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO</b> .....	<b>39</b>
<b>N</b>	<b>INSTALLAZIONE</b> .....	<b>40</b>
N.1	<u>PREPARAZIONE DEL SITO</u> .....	40
N.2	<u>SPIANATURA</u> .....	40
N.3	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO</u> .....	40
N.4	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO</u> .....	41
<b>O</b>	<b>AZIONI TRASVERSALI E LONGITUDINALI SULLA CONDOTTA DOVUTI A VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO SISMICO</b> .....	<b>41</b>
<b>P</b>	<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>41</b>

## A PREMESSA

---

La presente relazione è relativa al calcolo strutturale e alla verifica di un elemento prefabbricato scatolare, con la forma di un parallelepipedo avente le seguenti dimensioni utili interne:

- Base B:  $B = 160 \text{ cm.}$
- Altezza H:  $H = 100 \text{ cm.}$
- Lunghezza L:  $L = 200 \text{ cm.}$
- Spessore t:  $t = 16 \text{ cm.}$
- Lunghezza smussi interni a  $45^\circ$  s:  $s = 18 \text{ cm.}$

La posa è prevista sotto strada di 1° categoria ed il manufatto risulta sottoposto all'azione dei carichi mobili (mezzo convenzionale Qik e qik), con ricoprimento "R" di terreno compreso tra:

$$R = 50 - 250 \text{ cm}$$

## B DESCRIZIONE

---

Trattasi di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare/quadrate di tipo scatolare di profondità pari a 200 cm, di dimensioni interne pari a 160 x 100h cm. Ogni elemento sarà realizzato presso stabilimento specializzato mediante procedimento automatizzato; lo spessore delle pareti (traverso superiore, traverso inferiore e piedritti) è pari a 16 cm ed è presente uno smusso interno di lunghezza pari a 18 cm. Per la geometria dell'elemento si veda schema grafico allegato. La quota tra l'estradosso dell'elemento e la sede stradale sarà considerata costante pari a 50 - 250 cm. Gli scatolari dovranno essere autoportanti ed idonei:

- a sopportare con idoneo grado di sicurezza i carichi permanenti dovuti al riempimento del terreno sovrastante;
- a sopportare con idoneo grado di sicurezza i carichi massimi rappresentati carichi da ponte tipici di 1° categoria;
- allo smaltimento delle acque ed a sopportare le spinte dell'acqua interna;
- a sopportare la spinta laterale dovuta al terreno e ai sovraccarichi suddetti;
- a sopportare le azioni orizzontali e verticali per zone sismiche di 2° ctg (3S).

### B.1 VITA NOMINALE (PUNTO 2.4.1. DEL D.M 14.01.2008)

La vita nominale (VN) dei manufatti in oggetto, cioè il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata è stata considerata, in mancanza di richieste specifiche, pari a:

$$VN \geq 50 \text{ anni}$$

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

### B.2 CLASSE D'USO (PUNTO 2.4.2. DEL D.M 14.01.2008)

In merito alla classe d'uso, cioè in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della presente struttura in presenza di azioni sismiche, la struttura oggetto della presente relazione può essere considerata di classe II.

CLASSE D'USO: II.

### B.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (PUNTO 2.4.3. DEL D.M 14.01.2008)

Le azioni sismiche su questa costruzione sono state valutate in relazione ad un periodo di riferimento (VR) dedotto dal prodotto della vita nominale (VN) per un coefficiente d'uso (CU).

Il coefficiente d'uso (CU) è dedotto, al variare della "classe d'uso", dalla tab.2.4.II del D.M 14.01.2008. Nel caso in esame (CU) risulta pari a 1,0. Quindi:  $VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 1,0 = 50$  anni. VR = 50 anni.

## **C PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA**

---

Trattandosi di elementi prefabbricati da porre interrati non risulta possibile un piano di manutenzione che prenda in considerazione un controllo periodico completo di tali elementi. In ogni caso anche l'ispezione interna, in relazione alle dimensioni interne dello scatolare, può non essere fisicamente possibile (si potrà in ogni caso affidarsi a strumentazione idonea).

Le strutture interrate in oggetto saranno realizzate in calcestruzzo di buona qualità (il tutto secondo il piano di qualità aziendale della ditta produttrice) e per loro natura non potranno essere soggette ad alcuna manutenzione esterna; in particolare si porrà particolarmente attenzione alla classe del calcestruzzo e al copriferro minimo da considerare, secondo quanto meglio specificato nella relazione tecnica di calcolo e negli elaborati grafici strutturali allegati.

Internamente, viste le dimensioni degli elementi, è di fatto possibile un'accesso di personale qualificato e un controllo delle superficie interne dello scatolare (per questo è necessario un pozzetto di ispezione dotato di passo d'uomo di idonee dimensioni).

Tutte le strutture in cemento armato presenti (superficie interna dei traversi e piedritti degli scatolari), potranno e saranno soggette ai seguenti controlli/interventi di manutenzione; tali strutture dovranno essere realizzate con calcestruzzo di idonea classe di resistenza e con copriferro idoneo secondo quanto meglio indicato nella relazione tecnica di calcolo e negli elaborati grafici strutturali allegati.

- Controllo visivo delle superfici interne dello scatolare con verifica di presenza di lesioni, o distacchi del copriferro (carbonatazione o fenomeni di ossidazione a carico delle armature metalliche) con cadenza quinquennale.

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Dovranno essere rispettate le indicazioni di realizzazione (in stabilimento), movimentazione, trasporto, varo, reinterro (compattazione del terreno con mezzi meccanici) e utilizzo in esercizio, indicati nella relazione di calcolo e nei punti seguenti.

### **D CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI MINIMI**

---

Le strutture in oggetto possono essere classificate come:

- strutture interrato e strutture idrauliche in acqua dolce: sono opere queste ultime che hanno contatto diretto con acqua dolce, ovvero non di mare, sia pura che proveniente da scarichi industriali (ambiente non gelivo e non esposte a cloruri o altre sostanze aggressive).

#### *D.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE*

Secondo la normativa vigente la classe di esposizione più idonea per strutture interrato risulta la XC2 (cls bagnato, raramente asciutto) o XC4 (calcestruzzo ciclicamente asciutto e bagnato). A favore di sicurezza si è considerata la classe XC4 alla quale va abbinato la sigla XA1 per calcestruzzo in ambiente chimicamente debolmente aggressivo (secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1).

Combinazione di Classi di Esposizione: XC4 + XA1.

#### *D.2 PRESCRIZIONI DEL COPRIFERRO*

Nel seguito si riportano i dati necessari alla valutazione dei copriferri idonei per i manufatti in oggetto.

Le Norme tecniche del 2008[N3] nel paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono, a proposito dei dettagli costruttivi degli elementi monodimensionali, che “al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato

di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell’aggressività dell’ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature”. Coerentemente a quanto prevede la normativa europea e consigliato dalle Norme tecniche come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1[N4] per dimensionare correttamente i copriferri. Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni. La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}]$$

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Anche ipotizzando una classe strutturale pari a S4 (vita utile pari a 50 anni), e portandola (a favore di sicurezza) a S6 per effetto del passaggio ad un vita utile pari a 100 anni, ma decurtando 3 classi per effetto della maggior resistenza, della forma dell'elemento tipo soletta e del fatto che risulta assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo, si ottiene un valore di classe di resistenza pari a S3:

$$c_{\min, \text{dur}} (S3) = 25 \text{ mm.}$$

$c_{\min, b}$  = diametro della barra singola d'armatura (pari al massimo a 16 mm).

$$c_{\min, b} = 16 \text{ mm.}$$

$5 \text{ mm} \leq \Delta c_{\text{dev}} \leq 10 \text{ mm}$  se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema sicuro di controllo della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, in più:

$0 \leq \Delta c_{\text{dev}} \leq 10 \text{ mm}$  se è possibile assicurare che sia utilizzato un sistema di misura molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (ad es. negli elementi prefabbricati).

Per cui risulta:

$$c_{\min} = 25 \text{ mm} \quad \text{e} \quad \Delta c_{\text{dev}} = 5 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad c_{\text{nom}} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$$

Si tenga presente che per vita utile pari a 50 anni, partendo da una classe S4 e togliendo 2 classi per effetto del controllo qualità e della classe di resistenza del cls, si ottiene una classe strutturale pari a S2, per la quale sarebbe sufficiente un  $c_{\min, \text{dur}}$  pari a 20 mm, al quale aggiungere un valore minimo di 0 mm di  $\Delta c_{\text{dev}}$  arrivando ad un valore di copriferro nominale pari a 20 mm o 25 mm con  $\Delta c_{\text{dev}}$  pari a 5 mm (il valore massimo di  $c_{\text{nom}}$  sarebbe comunque pari a 30 mm nel caso di valore massimo attribuito a  $\Delta c_{\text{dev}}$  pari a 10 mm).

### D.3 TABELLA TIPI CALCESTRUZZO

Tipo cls:	1.
Campo di impiego:	Scatolari interrati per condotte idrauliche.
<u>UNI 11104 (prospetto 1)</u>	
Combinazione classi di esposizione:	
<u>UNI 11104 (prospetto 4) e UNI EN 206-1</u>	
Classe di resistenza (resistenza caratteristica):	Rck 550.
Classe di contenuto in cloruri:	Cl 0,20.
Contenuto d'aria:	No.
Diametro massimo dell'aggregato:	Dmax = 20 mm.
Classe di consistenza:	S5.
Prestazioni aggiuntive:	Nessuna.
<u>UNI EN 1992-1-1</u>	



## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Copriferro nominale:  $c = 30 \text{ mm}$ .

### D.4 PRESCRIZIONI GENERALI IN MERITO ALLA DURABILITA'

- Nelle strutture interrato o comunque esposte all'acqua vengono trascurate le guaine e altri dispositivi impermeabilizzanti, anche se considerati indispensabili, in quanto è sufficiente una parziale rottura di questi per far penetrare l'acqua di falda nella struttura.
- È da evitare il ristagno e il percolamento dell'acqua ove possibile con opportune pendenze.
- Sono da prevedere le analisi del terreno o dell'acqua in esso contenuta: in assenza di tali valutazioni (necessarie alla corretta progettazione della durabilità dei manufatti) si considererà la non presenza di sostanze aggressive.
- Si considera che le opere inserite nel sottosuolo non siano soggette a cicli di gelo e disgelo.
- Si trascurano gli effetti erosivi delle strutture immerse in acqua corrente.
- E' consigliato l'utilizzo di cls con moderata resistenza al dilavamento (MRD).

## **E MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE**

---

- Calcestruzzo con classe minima Rck 550 (kg/cmq): Rbk 550 (\*).
- Acciaio da cemento armato: B450C (\*\*).
- Copriferro:  $c = 3 \text{ cm}$ .

(\*) I prelievi di calcestruzzo effettuati periodicamente, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente, consentono di assumere una resistenza caratteristica non inferiore a  $R_{ck} = 55 \text{ Mpa}$ .

(\*\*) L'acciaio utilizzato per le armature risulta controllato in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente.

### E.1 CALCESTRUZZO

Si riportano nel seguito le caratteristiche salienti del cls Rck 550 utilizzato nella realizzazione degli elementi in oggetto.

Tipo di calcestruzzo:	C45/55
Rbk calcestruzzo:	Rbk = 550 kg/cmq
Modulo elastico:	$E_c = 422723 \text{ kg/cmq}$
Resistenza caratteristica cilindrica (Fck):	$F_{ck} = 456,5 \text{ kg/cmq}$
Resistenza caratteristica a trazione (Fctk):	$F_{ctk} = 27,334 \text{ kg/cmq}$

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,1$
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Modulo elastico trasversale:	$G = E/[2 \cdot (1+\nu)]$

### E.2 ACCIAIO PER C.A.

Si prevede l'utilizzo di acciaio tipo: B450C, saldabile, dotato di Attestato di Qualificazione e caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura utilizzate nei calcoli:

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm <sup>2</sup>

con:

$f_{y \text{ nom}}$  Tensione nominale di snervamento

$f_{t \text{ nom}}$  Tensione nominale di rottura

con il rispetto dei requisiti indicati in tabella 11.3.Ib D.M. 14.01.2008:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y \text{ nom}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t \text{ nom}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,15 \text{ e } \leq 1,35$	10.0
$(f_t / f_{y \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\phi < 12\text{mm}$	4· $\phi$	4· $\phi$
per $12 \leq \phi \leq 16\text{mm}$	5· $\phi$	5· $\phi$
per $16 < \phi \leq 25\text{mm}$	8· $\phi$	8· $\phi$
per $25 < \phi \leq 40\text{mm}$	10· $\phi$	10· $\phi$

resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

con:

$\gamma_c = 1,50$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza, in cui:

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32\text{mm}$ ;

$\eta = (132 - \phi) / 100 = 1,875$  per barre di diametro  $\phi > 32\text{mm}$ .

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Nel caso in esame, si è utilizzato di barre di diametro ovunque minore di 32mm, quindi:

$$f_{bk}=2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,79=4,03 \text{ N/mm}^2$$

⇒ quindi la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo seguente:

$$f_{bd}=4,03/1,50=2,68 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{valida ad esclusione del caso successivo});$$

$$f_{bd}=(4,03/1,50)/1,5=1,79 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per armature molto addensate o in zone di c.l.s. tesato.}$$

### E.3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Nel seguito si riporta la relazione sui materiali conforme a quanto prescritto dalle Norme tecniche e dalle norme europee.

#### Normative di riferimento

- D.M. 2008: Norme tecniche per le costruzioni.
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture in c.a..
- UNI EN 206-1: Calcestruzzo, specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI 11104: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- UNI 8520 Parte 1 e 2: Aggregati per calcestruzzo-Istruzioni complementari per l'applicazione in Italia della norma UNI-EN 12620 – Requisiti.
- UNI 7122: Calcestruzzo fresco. Determinazione della quantità di acqua d'impasto essudata.
- EN 10080:2005: Acciaio per cemento armato.
- UNI EN ISO 15360-1/2: Acciai per cemento armato: Metodi di prova.
- EN 13760:2008: Execution of concrete structures.

#### Acciaio

L'acciaio utilizzato comprende: barre d'acciaio tipo B450C ( $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 50 \text{ mm}$ ), rotoli tipo B450C ( $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$ ); prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli con:

- diametri  $\leq 16 \text{ mm}$  per il tipo B450C
- reti elettrosaldate ( $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 12 \text{ mm}$ ) tipo B450C;
- tralicci elettrosaldati ( $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 12 \text{ mm}$ ) tipo B450C;

Ognuno di questi prodotti deve essere conforme alle Norme tecniche: queste specificano le caratteristiche tecniche che devono essere verificate, i metodi e le condizioni delle prove di accettazione e il sistema per l'attestazione di conformità per gli acciai destinati alle costruzioni in cemento armato che ricadono sotto la Direttiva Prodotti CPD (89/106/CE).

#### Calcestruzzo

- *Controlli*

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Il calcestruzzo , secondo quanto previsto dalle Norme tecniche vigenti, deve essere prodotto da impianti dotati di un sistema di controllo permanente della produzione, certificato da un organismo terzo indipendente riconosciuto. È compito della DL/Direttore di stabilimento accertarsi che i documenti di trasporto indichino gli estremi della certificazione. Nel caso in cui il calcestruzzo sia prodotto in cantiere/stabilimento occorre che, sotto la sorveglianza della DL, vengano prequalificate le miscele da parte di un laboratorio ufficiale (di cui all'art. 59 del DPR 380/2001). Sul calcestruzzo dovrà essere eseguito il controllo di accettazione di tipo A secondo quanto previsto dal capitolo 11 delle Norme tecniche.

### *- Tipi di calcestruzzo*

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 206-1 e UNI 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nel seguito:

Tipo cls:	1.
Campo di impiego:	Struttura interrata con funzioni idrauliche (acqua dolce).
Classe di esposizione:	XC4+XA1.
Classe di resistenza (resistenza caratteristica):	Rck550 (C45/55).
Classe di contenuto in cloruri:	Cl 0,20.
Contenuto aria:	No.
Dmax aggregato (mm):	Dmax = 20 mm.
Classe di consistenza:	S5.
Copriferro nominale:	c,nom = 30 mm.

### *- Classe di resistenza*

La classe di resistenza è stata definita in conformità alle Norme tecniche e alla norma UNI EN 206-1: il primo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cilindrica (fck per le Norme tecniche e fck, cyl per le norme europee) mentre il secondo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cubica (Rck per le Norme tecniche e fck, cube per le norme europee). Le resistenze soddisfano i valori minimi previsti dalla norma UNI 11104 per l'ambiente in cui è previsto che debbano lavorare i vari elementi strutturali.

### *- Classe di esposizione ambientale*

Le classi di esposizione ambientale previste per le strutture in oggetto (manufatti prefabbricati interrati a per opere idrauliche in acqua dolce), tengono conto delle eventuali analisi effettuate sul terreno (in mancanza dei quali la presente relazione farà riferimento a condizioni non aggressive è contraddistinte dalla non presenza di agenti chimici aggressivierimentali allegata (è da considerarsi quindi trascurabile la presenza di altre sostanze aggressive previste dalla UNI EN 206-1). Le classi di esposizione ambientale hanno determinato la scelta delle caratteristiche minime dei calcestruzzi, la dimensione dei copriferri e la verifica dello stato limite di deformazione riportata nei punti specifici della presente relazione di calcolo a cui si rimanda per ogni dettaglio.

### *- Classe di consistenza*

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

La classe di consistenza del calcestruzzo utilizzato dovrà essere conforme a quanto necessario per il corretto svolgimento delle operazioni di getto tipiche del processo industrializzato in stabilimento e secondo quanto indicato nei manuali operativi e di qualità aziendali del prefabbricatore.

### *- Aggregati*

Gli aggregati devono essere marcati CE secondo la norma UNI EN 12620[N16] con un sistema di attestazione 2+ e devono essere conformi alla norma UNI 8520-2[N15]. Il diametro massimo dell'aggregato grosso prescritto tiene conto degli spessori, delle geometrie e dei copriferri e interferri degli elementi strutturali. In funzione della disponibilità sono accettabili solo diametri massimi minori o uguali a quelli prescritti.

### *- Classe di contenuto in cloruri*

Tra quelle previste dalla norma UNI EN 206-1, è stata prescritta la classe che prevede una presenza non significativa di cloruri.

### *- Copriferro*

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo la norma UNI EN 1992-1-1 (sezione 4), in funzione delle classi di esposizione ambientali. Si ricorda che il valore del copriferro è misurato dal filo esterno delle barre più esterne posizionate nel getto. Le tolleranze di esecuzione dei copriferri sono quelle previste dalla norma EN 13670:2008: è stata considerata una tolleranza  $\Delta_{cdev}$  di 0-10 mm, come proposto dalla norma UNI EN 1992-1-1.

### *- Messa in opera*

L'esecuzione dell'opera deve essere conforme alla norma prEN 13670:2008[N12]. A tal fine è stata prevista la classe di esecuzione 1 e la classe di tolleranza 1. In particolare si raccomanda di utilizzare casseforme di resistenza, rigidità, tenuta e pulizia adeguate per ottenere superfici regolari e prive di difetti superficiali che possano incidere pesantemente sulla capacità del copriferro di proteggere le armature. Per quello che riguarda la messa in opera (tolleranze, giunzioni, assemblaggio) e piegatura (temperatura minima, diametro dei mandrini, ecc.) delle armature, occorre attenersi alle prescrizioni riportate nel capitolo 6 della norma prEN 13670:2008[N12]. I lavori di preparazione ai getti dovranno essere completati, ispezionati e documentati come richiesto dalla classe di esecuzione. Le superfici che vengono a contatto con il calcestruzzo fresco non devono avere una temperatura inferiore a 0°C finché questo abbia superato la resistenza a compressione di 5MPa. Il calcestruzzo deve essere idoneamente vibro-compattato in modo che le armature vengano adeguatamente incorporate nella matrice cementizia, l'elemento strutturale assuma la forma imposta dalle casseforme e la superficie del getto sia priva di difetti superficiali. Per la scelta effettuata delle classi di consistenza, la durata della vibrazione dovrà essere ad essa commisurata, il tutto secondo il procedimento di stabilimento tecnicamente consolidato.

**Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 2**  
(corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 35% della resistenza caratteristica prescritta)

Temperatura superficiale del calcestruzzo (t) °C	Tempo minimo della stagionatura, giorni <sup>1)</sup>		
	Sviluppo della resistenza del calcestruzzo <sup>2)</sup> $(f_{cm,2} / f_{cm,28}) = r$		
	Rapido $r \geq 0,50$	Medio $0,50 > r \geq 0,30$	Lento $0,30 > r \geq 0,15$
$t \geq 25$	1,0	1,5	2,5
$25 > t \geq 15$	1,0	2,5	5
$15 > t \geq 10$	1,5	4	8
$10 > t \geq 5$	2,0	5	11

**Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 3**  
(corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 50% della resistenza caratteristica prescritta)

$t \geq 25$	1,5	2,5	3,5
$25 > t \geq 15$	2,0	4	7
$15 > t \geq 10$	2,5	7	12
$10 > t \geq 5$	3,5	9	18

**Durata minima della stagionatura per la classe di stagionatura 4**  
(corrispondente ad una resistenza della superficie del calcestruzzo pari al 70% della resistenza caratteristica prescritta)

$t \geq 25$	3	5	6
$25 > t \geq 15$	5	9	12
$15 > t \geq 10$	7	13	21
$10 > t \geq 5$	9	18	30

1) Più il tempo di presa se eccedente le 5 ore

2) Per temperature sotto i 5°C la durata dovrebbe essere prolungata della permanenza al di sotto di 5°C

3) Lo sviluppo della resistenza del calcestruzzo è il rapporto delle resistenze medie a compressione dopo 2 giorni e a 28 giorni determinate da prove iniziali e basata su prestazioni del calcestruzzo conosciute di composizione simile (vedi EN 206-1 sezione 7.2)

4) Per sviluppi della resistenza del calcestruzzo molto bassi, occorre dare le prescrizioni particolari nelle specifiche di esecuzione

5) Ammesso che il tempo di presa non superi 5h e la temperatura superficiale del calcestruzzo sia maggiore o uguale a 5°C.

## F CRITERI GENERALI DI ANALISI

Per il calcolo delle sollecitazioni e delle tensioni sono stati utilizzati i metodi usuali tipici della Scienza delle Costruzioni.

Per il calcolo della sezione ci è basati sulle ipotesi di elasticità lineare.

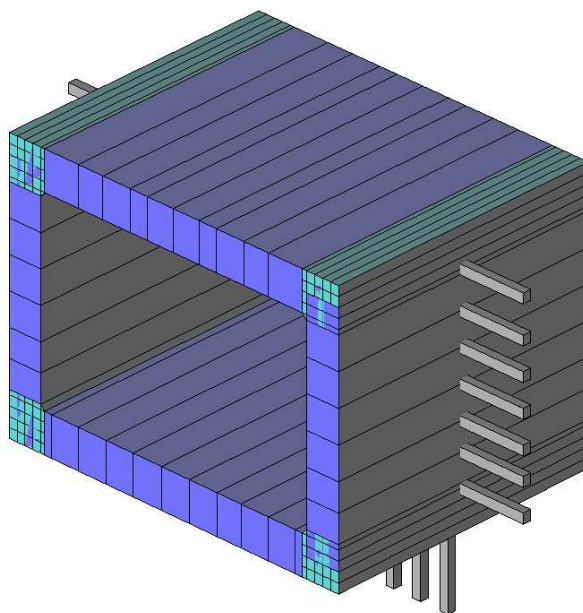
Lo scrivente dichiara di aver completamente ottemperato a quanto riportato nel punto 10.2 delle norme tecniche, secondo quanto meglio specificato nei punti seguenti.

### F.1 MODELLO DI CALCOLO

Lo scatolare in oggetto è stato modellato, per semplicità, con una serie di aste (elementi BEAM) e con alcune porzioni di nodo costituite da elementi SHELL per simulare la reale conformazione geometria degli angoli del manufatto; questo elemento presenta infatti l'importante particolarità di essere dotato di smussi a 45° degli angoli interni: fatto che conferisce alla struttura una considerevole diminuzione della luce effettiva di calcolo delle azioni flettenti sugli elementi (soprattutto sul traverso superiore); per cui non risulta idoneo – nell'ottica di una ottimizzazione strutturale - andare a considerare il telaio con luce pari alla distanza tra gli assi degli elementi correnti poiché ciò comporta una luce effettiva di calcolo pari a 175 cm, mentre nella realtà il comportamento è molto prossimo ad una serie di elementi con luce effettiva che tende a 135 cm: tale

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

aspetto consente di cogliere l'effettivo comportamento statico e di ottimizzare la progettazione dell'armatura a flessione.



Viste del modello di calcolo.

Le aste visibili sui piedritti e sul traverso inferiore sono bielle reagenti solo a compressione che simulano la presenza del terreno.

Il modello rappresenta un elemento scatolare effettivo, per cui tutte le azioni e i valori di armatura sono riferiti alla sezione di larghezza pari a 100 cm. Si tenga presente che eventuali situazioni di carico non simmetriche sono state analizzate a priori e da tali analisi risultano ricoperte dalle sollecitazioni indotte dal comportamento statico delle membrature in configurazione di carico simmetriche.

Per la numerazione dei nodi, delle aste, per la tipologia delle sezioni aste e degli elementi bidimensionali, nonché per ogni dato non espressamente riportato nella presente relazione, si rimanda a quanto indicato negli allegati.

### F.2 TIPO DI ANALISI SVOLTA

Vista la consistenza e geometria del fabbricato in oggetto, il tipo di analisi svolta è un'analisi statica non lineare, vista la presenza di elementi biella resistenti solo a compressione a modellazione dell'appoggio sul terreno delle membrature.

### F.3 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Nel seguito vengono indicate le caratteristiche principali del codice di calcolo utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni nella struttura in oggetto.

Codici utilizzati:

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

- Solutore XFINEST ver 8.2 Non Lineare (Marzo 2008). Solutore FEM non lineare prodotto da CEAS – Centro di Analisi Strutturale, Viale Giustiniano, 10 – Milano.
- Pre e Post processore - MODEST ver. 7.22-SP2 - aprile 2010 - Produttore e Distributore: Tecnisoft sas (Prato). Versione: 7.22-SP2 – aprile 2010. Codice Utente: 6158, concesso in uso a Ing. Massimiliano Del Bino. Tale software non è di fatto il solutore ma semplicemente un pre e post-processore con il quale definire la geometria e rileggere i risultati del calcolo FEM eseguito dal solutore.

### F.4 AFFIDABILITA' DEI CODICI UTILIZZATI

Il sottoscritto progettista ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software XFINEST per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico (si veda “Manuale di Validazione” – Marzo 2008 distribuito dalla società CEAS). Tale documentazione, fornita dal produttore e distributore del software in oggetto, comprendente il “Manuale Teorico”, il “Manuale di Validazione”: tali documentazioni contengono esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali sono stati forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

Stesse considerazioni possono essere ripercorse anche per quanto attiene invece al modulo software Modest.

### F.5 VALIDAZIONE DEI CODICI

Vista la natura del modello di calcolo, caratterizzato da una certa semplicità, non è stato considerato necessario eseguire una validazione mediante utilizzo di altro codice di calcolo; si fa notare che il telaio considerato è improntato alla massima semplicità per cui i valori di sollecitazioni sono facilmente riscontrabili con procedure di calcolo manuali e tabellari, che sono state puntualmente condotte dallo scrivente, trovando buona corrispondenza con i valori riscontrati nel modello in oggetto.

### F.6 MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

L'esito delle elaborazioni ritenute più significative per il caso in esame è stato sintetizzato nelle figure riportate nella presente e negli allegati (si veda fascicolo di calcolo); di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici eventualmente riportati nel seguito, sono stati evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza nei punti o nelle sezioni significative, ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura,.

### F.7 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI



## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Tale valutazione consiste nel semplice confronto dei risultati prodotti con il calcolo automatico, con i risultati di semplici calcoli, di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati in fase di primo dimensionamento della struttura. Per brevità non si riportano tali valutazioni.

### F.8 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di telaio chiuso simmetrico con appoggio (traverso inferiore) su suolo elastico continuo alla Winkler con costante di sottofondo idonea: si veda punti seguenti.

Sui piedritti si è considerato un vincolo orizzontale (fornito dal terreno di rinfilanco) schematizzato con molle di opportuna costante elastica, reagenti solo a compressione, con costante elastica valutata in base alle considerazioni riportate nei punti seguenti.

Le suddette molle sono state schematizzate con aste tipo biella reagente a sola compressione con sezione, modulo e lunghezza idonea a restituire il valore opportuno di costante elastica.

Alla luce di tali elementi molla non lineari, l'analisi statica è stata condotta con combinazioni di tipo non lineare.

La struttura risulta soggetta alle seguenti condizioni di carico elementari (solo alcune sono state considerate rilevanti ai fini strutturali):

- Peso proprio delle strutture in genere.
- Carichi verticali permanenti dovuti al terreno nelle varie condizioni di ricoprimento.
- Carichi verticali mobili, valutati nelle varie condizioni di ricoprimento.
- Spinta orizzontale laterale del terreno.
- Spinta orizzontale laterale del sovraccarico sul terreno.
- Azione sismica.
- Spinta orizzontale della falda e del terreno considerato immerso (in mancanza di diverse indicazioni, tale azione è stata trascurata).
- Spinta orizzontale dell'acqua interna (alla luce dell'intensità e della geometria degli elementi, tale azione è stata trascurata poiché poco rilevante).

### F.9 INFORMAZIONE GENERALI SULL'ELABORAZIONE

A valle dell'esposizione dei risultati sono state riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati, nonché una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello, così come sintetizzato nel seguito. Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi è stato eseguito dal calcolatore con controlli di tipo manuale.

F.10 NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Non sono state considerate, vista la natura dell'opera, effetti dovuti alle non linearità geometriche.

F.11 EFFETTI DELLE DEFORMAZIONI

Per valutare gli effetti delle deformazioni è stata effettuata un'analisi del primo ordine; gli effetti del secondo ordine sono stati trascurati poiché non significativi.

F.12 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Per valutare le interazioni tra terreno-struttura si sono utilizzate delle aste tipo biella resistente alla sola compressione di sezione opportuna e modulo elastico fittizio in modo da riprodurre il vincolo offerto dal terreno adiacente allo scatolare. In mancanza di dati geologico-geotecnici forniti si adottano le valutazioni semplificate introdotte nel seguito.

Costante elastica su traverso inferiore

In ogni caso il coefficiente di sottofondo è stato stimato facendo ad un terreno medio con piano di posa standard (si veda condizioni di installazione del manufatto), ed è stato posto pari mediamente a quanto meglio indicato nel fascicolo di calcolo.

Costante elastica su piedritti

kh valutato con trattazione alla Bowles:

Coefficiente di poisson ipotizzato:  $\nu = 0.40$

Modulo elastico del terreno ipotizzato:  $E = 100 \text{ kg/cmq}$

Peso specifico del terreno:  $\gamma = 1900 \text{ kg/mc (*)}$

Angolo d'attrito del terreno:  $\Phi = 30^\circ (*)$

(\*) I valori sono stati volutamente decurtati a favore di sicurezza.

Costante elastica orizzontale (massima):  $kh = E/((1-\nu^2)\cdot 2)\cdot 3/100 = 1.78 \text{ kg/cm}^3$

Altro approccio è quello che permette di valutare kh in funzione della profondità z.

$kh = A_s + B_s \cdot z$  con  $A_s = 40 \cdot (c \cdot N_c + 0.50 \cdot \gamma \cdot N_\gamma) / 100$  e  $B_s = 40 \cdot \gamma \cdot N_q$

Coefficienti di Hansen:  $N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg} \Phi)} \cdot [\text{tg}(45^\circ + \Phi/2)]^2 = 10,65$

$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{cotg} \Phi = 20,70$

$N_\gamma = 1.50 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \Phi = 6,75$

$A_s = 0.00243 \text{ kg/cm}^3$

$B_s = 0.00767 \text{ kg/cm}^3$

Per cui a titolo esemplificativo la costante elastica orizzontale risulta:

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

- per  $z=0$              $\rightarrow kh(z=0) = 0.00 \text{ kg/cm}^3$   
per  $z=250$            $\rightarrow kh(z=250) = 1.92 \text{ kg/cm}^3$   
per  $z=500$            $\rightarrow kh(z=500) = 3.84 \text{ kg/cm}^3$   
per  $z=750$            $\rightarrow kh(z=750) = 5.75 \text{ kg/cm}^3$

Per il caso in esame si veda quanto riportato nel fascicolo di calcolo.

### F.13 METODI DI VERIFICA

Per il progetto e la verifica delle strutture oggetto della presente relazione si è utilizzato il metodo di verifica degli stati limite, secondo le indicazioni fornite dal D.M. 14 Gennaio 2008; agli effetti pratici è possibile limitare le verifiche allo SLV e SLD (vista la natura dell'opera le verifiche allo SLD sono state omesse).

## **G** NORMATIVA DI RIFERIMENTO

---

Per il progetto strutturale, la determinazione delle azioni, delle sollecitazioni e la procedura di verifica, si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- D.M. del 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 13369 - 2004 - "Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo"
- UNI EN 14844 - 2006 - "Prodotti prefabbricati di calcestruzzo. Elementi scatolari"

Sono state inoltre consultate le seguenti norme:

- Eurocodici.
- UNI EN 206-1:2006 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

## **H** AZIONI SULLA STRUTTURA

---

### H.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

Peso proprio strutture:	G1a
Peso proprio del terreno:	G1b
Pressioni indotte dal terreno (escluso effetti dei carichi variabili):	G1c
Pressione dell'acqua:	G1d

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Permanenti non strutturali in genere:	G2
Carichi variabili (carichi mobili da ponte):	Qi
Azioni sismiche:	E

### H.2 PESO PROPRIO STRUTTURALE – G1A

Il peso proprio di ciascun elemento appartenente al modello di calcolo considerato, è stato calcolato in automatico dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione del materiale utilizzato, considerando quindi un  $\gamma_c = 2500 \text{ kg/mc}$ .

### H.3 PESO DEL RINTERRO – G1B

Il calcolo della pressione in calotta può essere valutato con diversi metodi di cui si riportano i più significativi:

- Metodo della pressione geostatica (valore massimo).

#### Metodo della pressione geostatica

Le azioni dovute ai carichi permanenti sono costituite dal peso del terrapieno sovrastante il manufatto; sulla soletta superiore del manufatto agisce, quindi, il peso del terreno sovrastante; viene considerato tutto il peso della massa di terreno gravante sul traverso.

Peso del terreno:  $\gamma_t = 1900 \text{ kg/mc}$

Peso del manto stradale:  $\gamma_{ms} = 1900 \text{ kg/mc}$

Altezza minima del ricoprimento:  $h_{\min} = 0,50 \text{ ml}$

Altezza massima del ricoprimento:  $h_{\max} = 2,50 \text{ ml}$

$pt,v,H = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (t/m)} \rightarrow pt,v,50 = (1,90 \cdot 0,50) \cdot 1,00 = \underline{\underline{0,95}} \text{ t/m.}$

$pt,v,H = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (t/m)} \rightarrow pt,v,250 = (1,90 \cdot 2,50) \cdot 1,00 = \underline{\underline{4,75}} \text{ t/m.}$

### H.4 SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO – G1C

Sulle pareti laterali del manufatto la spinta orizzontale del terreno varia con la profondità “z” secondo la formula:

Angolo di attrito interno del terreno:  $\Phi = 30^\circ$ .

$K_0 =$  coefficiente di spinta a riposo = 0,50.

$st,0,z = K_0 \cdot \gamma_t \cdot z \cdot 1,00 = 0,50 \cdot 1,90 \cdot z \cdot 1,00 = \underline{\underline{0,95 \cdot z}}$

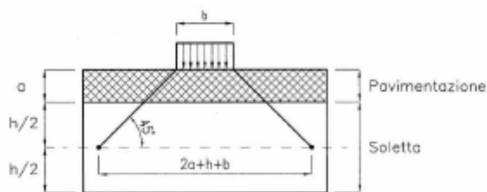
H.5 SOVRACCARICHI MOBILI (PONTI DI 1° CATEGORIA) – Q

Carico q1

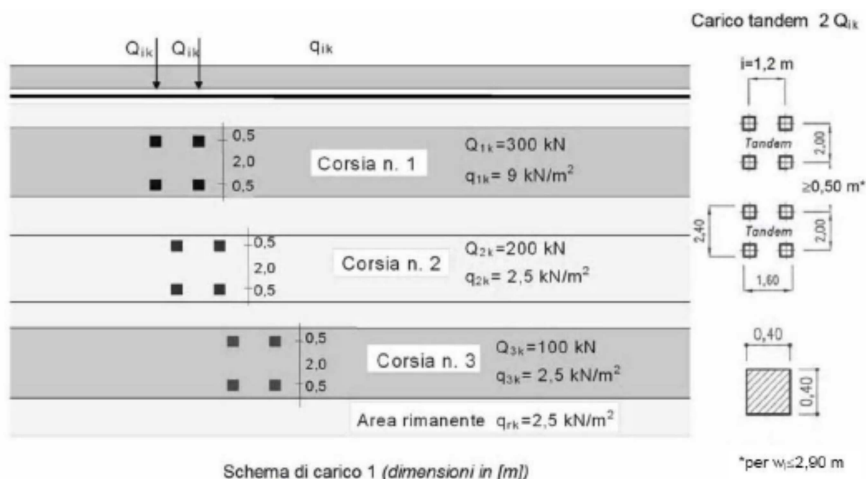
I sovraccarichi mobili tipici dei ponti di 1° categoria sono indicati nel seguito.

Larghezza convenzionale di una corsia:  $w1 = 3,00 \text{ m}$ .

I carichi di 1° categoria sono quelli indicati nella figura seguente, senza alcuna decurtazione nel loro valore. I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli schemi di carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.



Diffusione carichi concentrati.



Incremento dinamico q2

L'incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali, q2, è già incluso nei valori riportati ai punti precedente; in particolari tali valori contengono già l'effetto di amplificazione dinamica per pavimentazioni di media rugosità. Non sono stati considerati casi particolari contraddistinti da interruzioni della continuità strutturale della pavimentazione.

Azione di frenamento o accelerazione q3

La forza di frenamento - qualora debba esse messa in conto (\*) – risulta funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale principale:

$$q3 = 0,60 \cdot (2 \cdot Q1k) + 0,10 \cdot q1k \cdot w1 \cdot L \quad \text{con} \quad 180 \text{ kN} \leq q3 \leq 900 \text{ kN}.$$

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Nel caso che la pavimentazione stradale sia passante e continua al di sopra dello scatolare o in alternativa lo scatolare sia caratterizzato da ricoprimento, l'azione di frenamento si considera non agire sulla struttura prefabbricata in esame.

\*\*\*

Valutando gli schemi di carico e le relative aree di diffusione si è valutata la pressione più gravosa derivante dalla stesa dei carichi mobili di normativa.

Per ricoprimento pari a 50 cm:

$$q_{v,50}(Q1k) = [1 \cdot 15 / (1,52 \cdot 1,52)] \cdot 1,00 = \underline{\underline{6,50}} \text{ t/m (laterale)}$$

$$q_{v,50}(Q1k) = [2 \cdot 15 / (1,52 \cdot 1,52)] \cdot 1,00 = \underline{\underline{13,00}} \text{ t/m (centrale)}$$

$$q_{v,50}(q1k) = (0,9 \cdot 3/4,12) \cdot 1,00 = \underline{\underline{0,66}} \text{ t/m;}$$

Per ricoprimento pari a 250 cm:

$$q_{v,250}(Qik)' = [2 \cdot 30 / (5,52 \cdot 5,52) + 2 \cdot 20 / (5,52 \cdot 5,52) + 2 \cdot 10 / (5,52 \cdot 5,52)] \cdot 1,00 = \underline{\underline{3,94}} \text{ t/m}$$

$$q_{v,250}(qik)' = (0,9 \cdot 3/8,12 + 2 \cdot 0,25 \cdot 3/8,12) \cdot 1,00 = \underline{\underline{0,52}} \text{ t/m}$$

### H.6 INCREMENTO DI SPINTA ORIZZONTALE LATERALE PER SOVRACCARICO MOBILE - Q

Il sovraccarico mobile dà luogo ad una spinta orizzontale sulle pareti considerata (per semplicità) costante e dipendente dallo spessore del terreno.

$$sq_{o,H} = K_0 \cdot q_{v,H} \text{ (t/m)}$$

Per H = 50 cm

$$sq_{o,50}(Qik) = 0,50 \cdot 6,50 \cdot 1,00 = \underline{\underline{3,25}} \text{ t/m}$$

$$sq_{o,50}(qik) = 0,50 \cdot 0,66 \cdot 1,00 = \underline{\underline{0,33}} \text{ t/m}$$

Per H = 250 cm

$$sq_{o,250}(Qik) = 0,50 \cdot 3,94 \cdot 1,00 = \underline{\underline{1,97}} \text{ t/m}$$

$$sq_{o,250}(qik) = 0,50 \cdot 0,52 \cdot 1,00 = \underline{\underline{0,26}} \text{ t/m}$$

### H.7 AZIONE SISMICA - E

Nonostante che l'elemento in oggetto sia completamente immerso nel terreno e sia quindi soggetto agli stessi spostamenti dovuti al sisma e trasmessi al terreno – a meno ovviamente di disaccoppiamenti dinamici – nel seguito si riportano i dati necessari alla valutazione delle azioni sismiche orizzontali ed eventualmente verticali; si fa notare che tali valori risultano a favore di sicurezza abbondantemente sovrastimati.

Ubicazione opera: non specificata.

Zona sismica: 2 (3S)

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Categoria suolo di fondazione: non rilevante nel caso di analisi pseudo-statica e struttura scatolare interrata (nodi impediti).

Condizioni topografiche: T1 → vedi tab. 3.2.iv §3.2.2 del d.m. 14.01.2008

Classe di duttilità → classe: B

E' ammesso l'uso dei metodi pseudo-statici.

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici. Nell'analisi pseudo-statica l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g \quad k_v = \pm 0,50 \cdot k_h \quad \text{dove:}$$

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_g = 0,20 \quad F_0 = 2,40$$

$$S_s = 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g = 1,68$$

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1,68 \cdot 1,00 \cdot 0,20 = 0,336$$

$S_s$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplif. stratigrafica →  $S_s = 1,68$ ;

$S_t$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione topografica = 1,00;

$T_r$  = Tempo di ritorno = 475 anni (SLV);

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido = 0,20 (SLV);

$\beta_m = 1,00$  per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno indipendentemente dal tipo di terreno; nel caso in oggetto l'azione sismica sui piedritti si assume agente a metà altezza degli stessi.

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g = 1,00 \cdot 0,336 = \underline{\underline{0,336}}$$

$$k_v = \pm 0,50 \cdot k_h = \pm \underline{\underline{0,168}}$$

A meno che non venga eseguita un'analisi statica o dinamica tali valori saranno utilizzati per la valutazione delle azioni pseudo-statiche.

### Azione sismica sul traverso superiore dovuta al peso proprio

$$P_{\text{trav,sup}} = 400 \text{ kg/m}$$

$$F_{h,\text{trav,sup}} = k_h \cdot P_{\text{trav,sup}} = \underline{135} \text{ kg/m}$$

$$F_{v,\text{trav,sup}} = k_v \cdot P_{\text{trav,sup}} = \underline{68} \text{ kg/m}$$

Azione sismica sul traverso superiore dovuta al terreno gravante su di esso

$$p_{v,50} = 950 \text{ kg/m}$$

$$F_{h,\text{trav,sup}} = k_h \cdot (p_{v,50} + 8180 \cdot 0,20 + 660 \cdot 0,20) = \underline{913,25} \text{ kg/m}$$

$$F_{v,\text{trav,sup}} = k_v \cdot (p_{v,50} + 8180 \cdot 0,20 + 660 \cdot 0,20) = \underline{456,63} \text{ kg/m}$$

$$p_{v,(250)} = 4750 \text{ kg/m}$$

$$F_{h,\text{trav,sup}} = k_h \cdot (p_{v,250} + 1970 \cdot 0,20 + 260 \cdot 0,20) = \underline{1745,86} \text{ kg/m}$$

$$F_{v,\text{trav,sup}} = k_v \cdot (p_{v,250} + 1970 \cdot 0,20 + 260 \cdot 0,20) = \underline{872,93} \text{ kg/m}$$

Azione sismica sul traverso inferiore

$$P_{\text{trav,inf}} = 400 \text{ kg/m}$$

$$F_{h,\text{trav,inf}} = k_h \cdot P_{\text{trav,inf}} = \underline{135} \text{ kg/m}$$

$$F_{v,\text{trav,inf}} = k_v \cdot P_{\text{trav,inf}} = \underline{68} \text{ kg/m}$$

Azione sismica sui piedritti

$$P_{\text{piedr}} = 300 \text{ kg/m}$$

$$F_{h,\text{piedr}} = k_h \cdot P_{\text{piedr}} = \underline{135} \text{ kg/m}$$

$$F_{v,\text{piedr}} = k_v \cdot P_{\text{piedr}} = \underline{68} \text{ kg/m}$$

Azione sismica sui piedritti dovuta al cuneo di terreno mobilitato

$$\text{Area del cuneo di terreno: } A_c = 0,911 \text{ mq}$$

$$\text{Peso specifico del terreno: } \gamma = 1900 \text{ kg/mc}$$

$$P_{\text{terr}} = A_c \cdot \gamma \cdot 1,00 = 1731 \text{ kg} \rightarrow p_{\text{terr}} = P_{\text{terr}}/H = 1918 \text{ kg/m}$$

$$F_{h,\text{terr}} = k_h \cdot p_{\text{terr}} = \underline{693} \text{ kg/m (agente su un solo piedritto)}$$

H.8 SPINTA DEL LIQUIDO INTERNO – G1D

Si è valutata l'incidenza della spinta del liquido sulle pareti interne verticali dello scatolare, considerando il livello massimo del liquido non in pressione, oltre all'incidenza del peso del liquido sul fondo.

$$\text{Altezza massima del liquido interno: } h_w = h \text{ interna dello scatolare.}$$

$$\text{Peso specifico liquido interno (con particelle in sospensione): } \gamma_w = 1200 \text{ kg/mc.}$$

L'azione suddette, comunque, possono essere non considerate per la verifiche degli elementi strutturali del manufatto poiché la loro incidenza è del tutto irrilevante.

H.9 EFFETTO DELLA FALDA – G1D



## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Non avendo a disposizione dati relativamente alla posizione della falda e alla struttura del terreno, non è stata considerata la presenza di una falda; quindi le pressioni statiche e dinamiche dovute a tale presenza non sono state prese in considerazione nel calcolo delle sollecitazioni.

### H.10 SOTTOSPINTA IDRAULICA – G1D

Non essendo considerata la presenza di falda anche l'effetto della sottospinta non è stata calcolata; in ogni caso si fa notare che anche qualora si considerasse un terreno praticamente saturo d'acqua, si dovrebbe considerare (visto che lo scotolare non risulta in pressione e non è ovviamente stagno) la spinta interna dell'acqua (praticamente al livello massimo), per il manufatto in opera non viene ad essere interessato da problematiche di galleggiamento.

## **I CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI E COMBINAZIONI**

---

### I.1 PREMESSA

Le combinazioni allo SLU significative da considerarsi nel caso in esame sono quelle indicate nella norma con la sigla STR (stato limite di resistenza della struttura), possono essere non considerate, poiché non significative o applicabili, le verifiche nei confronti di EQU (stato limite di equilibrio come corpo rigido) e GEO (stato limite di resistenza del terreno).

### I.2 TIPOLOGIA COMBINAZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si sono utilizzate le combinazioni delle azioni seguenti secondo le indicazioni del punto 2.5.3 della norma 14 gennaio 2008:

Combinazione fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica

$$E+G_1 + G_2 +P+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\psi_{22}\cdot Q_{k2}+$$

C'è da considerare che il valore di  $\psi_{2j}$  deve essere posto, nel caso di ponti, pari a 0,20, quando tale contributo lo si ritenga rilevante, cioè quanto il ponte è tale da presumere una certa concomitanza tra i carichi mobili massimi e le azioni sismiche di progetto; tale aspetto non risulta riportato nella tabella Tab.5.1.VI nella quale si evidenziano valori di  $\psi_{2j}$  pari a 0,00, ma appare poco probabile che possa essere considerato applicabile o rilevante nei casi in esame (elementi scatolare con luce inferiore a circa 4,00 ml).

Non sono state svolte combinazioni di tipo eccezionale.

Per le verifiche allo SLU per muri di sostegno e fondazioni superficiali e strutture interrato in genere (stato limite STR) si è utilizzato l'Approccio 1 e la combinazione 1  $\rightarrow$  A1+M1+R1, dove i coefficienti  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici del terreno sono tutti unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate con coefficienti parziali tipici del gruppo A1.

Nelle combinazioni per SLE si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti $G_i$	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	<b>1,0</b>	1,0
	sfavorevoli		1,1	<b>1,35</b>	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	<b>0,0</b>	0,0
	sfavorevoli		1,5	<b>1,50 (1,35)*</b>	1,3
Carichi variabili $Q$	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	<b>0,0</b>	0,0
	sfavorevoli		1,5	<b>1,35</b>	1,3

(\*) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti, cioè si considera  $\gamma_{G2}$  pari a 1,35.

### 1.3 COEFFICIENTI PARZIALI PER CARICHI MOBILI - Q

Le azioni sismiche relative ai carichi dovuti al  $q_1$  non devono essere considerate (per cui il valore delle masse da mettere in conto per la valutazione delle azioni sismiche sulle strutture sono costituite dai soli carichi permanenti).

Per la valutazione delle sollecitazioni di progetto allo SLU i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti strutturali:  $\gamma_{G1} = 1.35$  (1.00).

Il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi perm. non strutturali:  $\gamma_{G2} = 1.35$  (0.00) (\*).

Il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi variabili dovuti al traffico:  $\gamma_{Q1} = 1.35$  (0.00).

(\*) 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 considera il peso del terreno alla stessa stregua di un carico permanenti portati compiutamente definito per cui

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

si applica un coefficiente parziale  $\gamma_G$  pari a 1,35; si tenga altresì conto che il valore di  $\gamma_t$  è stato posto pari (cautelativamente) pari a 1900 kg/mc in luogo di 1800 kg/mc (valore medio maggiormente utilizzato).

Coefficiente $\psi$ per Schema di carico 1 (carico tandem) →	$\psi_0=0.75$	$\psi_1=0.75$	$\psi_2=0.00$
Coefficiente $\psi$ per Schema di carico 1 (carico distribuito) →	$\psi_0=0.40$	$\psi_1=0.40$	$\psi_2=0.00$
Coefficiente $\psi$ per Schema di carico 3 e 4 (carico conc.) →	$\psi_0=0.40$	$\psi_1=0.40$	$\psi_2=0.00$
Coefficiente $\psi$ per Schema di carico 2 (carico distribuito) →	$\psi_0=0.00$	$\psi_1=0.75$	$\psi_2=0.00$

$\psi_1$  → valori frequenti;  $\psi_2$  → valori quasi-permanenti.

### 1.4 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CCE)

Le condizioni di carico elementari – più significative - considerate sono quelle indicate nel fascicolo di calcolo allegato alla presente.

### 1.5 COMBINAZIONI DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI (CC)

Le combinazioni delle condizioni di carico elementari – più significative - considerate sono quelle indicate nel fascicolo di calcolo allegato alla presente.

## **J VERIFICHE**

---

Nel seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative sezioni in mezzeria e all'incastro degli elementi orizzontali (traversi) e verticali (piedritti); tali verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite.

Tutte le sezioni significative appartenenti alle aste che costituiscono il modello di calcolo utilizzato, sono state verificate nei confronti delle sollecitazioni più gravose, il tutto secondo il metodo indicato nelle norme tecniche, andando a progettare il quantitativo idoneo di armatura in base al rispetto delle verifiche nei confronti degli SLU che degli SLE.

Il dimensionamento degli spessori è stato fatto in modo che non debbano essere previste armature specifiche a taglio (sforzi di taglio assorbiti interamente dal conglomerato).

### J.1 VERIFICHE TRAVERSO SUPERIORE

#### Sezione di mezzeria

Sezione 1 (Sezione 100x16h cm.) - Soll. aut. Aste 801 (-165 -166) 801 (-166 -167) (nome del file: TRAV-SUP-MEZ)

# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 0.16

Simbologia

Caso = Caso di verifica  
 N = Sforzo normale  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Nu = Sforzo normale ultimo  
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y  
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa  
 AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 c = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre  
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_{r\ m}$  = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_c\ e\ f\ f$  = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{s\ r}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{s\ m}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 801 (-166 -167)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	Nu <kg>	Myu <kgm>	Mzu <kgm>	Sic.
2	-3696.47	-918.57	0.00	-3693.77	-4379.98	0.00	3.302
74	-2992.69	-2822.66	0.00	-3693.77	-4379.98	0.00	1.074

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 801 (-166 -167)

Caso	Ty <kg>	Tz <kg>	Vsdu <kg>	Vrdu <kg>
2	0.00	-496.16	496.16	10038.10
74	0.00	-8.40	8.40	9956.24

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 801 (-166 -167)

Caso	N <kg>	My <kgm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kg/cmq>	$\sigma_f$ <kg/cmq>
115	-2917.86	0.00	0.00	9.14	1.91	23.57
121	-1801.45	0.00	0.00	9.14	1.18	14.55
122	-1801.45	-1584.19	9.14	0.00	64.09	1506.34
131	-1883.05	0.00	0.00	9.14	1.23	
136	-1883.05	-930.55	9.14	0.00	37.84	
137	-608.82	0.00	0.00	9.14	0.40	
140	-1883.04	-930.55	9.14	0.00	37.84	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 801 (-166 -167)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{r\ m}$ <mm>	$\Phi$ <cmq>	$A_s$ <cmq>	$A_c$ <cmq>	e f f <kg/cmq>	$\sigma_s$ <kg/cmq>	$\sigma_{s\ r}$ <mm>	$\epsilon_{s\ m}$	Wk
136	-1883.05	-930.55	0.00	30.00	149.39	0.13	176.14	14.00	9.14	1126.56	825.45	2094.13	0.16	0.05	
140	-1883.04	-930.55	0.00	30.00	149.39	0.13	176.14	14.00	9.14	1126.56	825.45	2094.13	0.16	0.05	
162	-1772.62	-1532.60	0.00	30.00	149.39	0.13	176.14	14.00	9.14	1126.56	1436.31	2165.04	0.28	0.08	

Verifiche effettuate - Asta n. 801 (-166 -167)

# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X	Tipo
							<cm>
2	801	-165	-166	1	SLU	0.00	SLU Taglio - min sic. c.a.
74	801	-166	-167	9	SLU	0.00	SLU Mz cost - min sic.
115	801	-165	-166	16	SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
121	801	-166	-167	15	SLE R	0.00	C.Rare - Sc max (min compr.)
122	801	-166	-167	15	SLE R	0.00	C.Rare - Sc min (max compr.),C.Rare - Sf max (max traz.)
131	801	-165	-166	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
136	801	-165	-166	22	SLE Q	9.65	C.Q.Per. - Sc min (max compr.)
137	801	-166	-167	21	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc max (min compr.)
140	801	-166	-167	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf max (max traz.),C.Q.Per. - Wk Max
162	801	-166	-167	17	SLE F	0.00	C.Freq - Wk Max

## Sezione incastro

Sezione 1 (Sezione 100x16h cm.) - Soll. aut. Asta 801 (801 -160) (nome del file: TRAV-SUP-APP)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 0.16

Simbologia

Caso = Caso di verifica  
 N = Sforzo normale  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Nu = Sforzo normale ultimo  
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y  
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa  
 AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 c = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre  
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_r$  = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_c$  = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{s r}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{s m}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 801 (801 -160)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.							
								<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kgm>

6	-5040.22	1025.79	0.00	-8229.87			1.633
---	----------	---------	------	----------	--	--	-------

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 801 (801 -160)

Caso	N	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$						
							<kg>	<kgm>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>

57	-1799.47	0.00	0.00	7.10	1.06	15.88
58	-1799.47	324.72	3.55	3.55	17.54	539.37
60	-2915.79	351.12	3.55	3.55	18.01	445.88
65	-608.76	0.00	0.00	7.10	0.36	
68	-1882.24	216.13	3.55	3.55	10.99	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 801 (801 -160)

Caso	N	My	Mz	c	s	K3	$s_r$	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_{s r}$	$\epsilon_{s m}$	Wk														
																<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>		<mm>	<mm>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>	

# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

```
-----
68 -1882.24 216.13 0.00 30.00 140.00 0.13 165.66 10.00 0.79 121.98 258.43 3315.84 0.05 0.01
74 -1770.78 317.49 0.00 30.00 140.00 0.13 165.66 10.00 0.79 121.98 517.54 4080.33 0.10 0.03
Verifiche effettuate - Asta n. 801 (801 -160)
```

```
-----
Caso Asta N1 N2 CC TCC X Tipo
<cm>
```

```
-----
6 801 801 -160 3 SLU 0.00 SLU N cost - min sic.
57 801 801 -160 15 SLE R 0.00 C.Rare - Sc max (min compr.)
58 801 801 -160 15 SLE R 0.00 C.Rare - Sf max (max traz.)
60 801 801 -160 16 SLE R 0.00 C.Rare - Sc min (max compr.),C.Rare - Sf min (max compr.)
65 801 801 -160 21 SLE Q 0.00 C.Q.Per. - Sc max (min compr.)
68 801 801 -160 22 SLE Q 0.00 C.Q.Per. - Sc min (max compr.),C.Q.Per. - Sf max (max traz.),C.Q.Per. - Sf min
(max compr.),C.Q.Per. - Wk Max
74 801 801 -160 17 SLE F 0.00 C.Freq - Wk Max
```

## J.2 VERIFICHE PIEDRITTI

### Sezione incastro superiore

Sezione 1 (Sezione 100x16h cm.) - Soll. aut. Asta 1 (-100 601) (nome del file: PIEDR-APP-SUP)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione  
 Base <m> = 1.00  
 Altezza <m> = 0.16

Simbologia

Caso = Caso di verifica  
 N = Sforzo normale  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Nu = Sforzo normale ultimo  
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y  
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa  
 AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 c = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre  
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_r$  m = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_c$  e f f = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{s r}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{s m}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
     SLU = Stato limite ultimo  
     SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
     SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
     SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
     SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
     SLD = Stato limite di danno  
     SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
     SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
     SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (-100 601)

```
-----
Caso N My Mz Nu Myu Mzu Sic.
<kg> <kgm> <kgm> <kg> <kgm> <kgm>
-----
2 -4536.34 238.11 0.00 -4599.21 2689.50 0.00 7.628
46 -12708.00 2240.99 0.00 -4599.21 2689.50 0.00 1.005
Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 1 (-100 601)
```

# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Caso	Ty <kg>	Tz <kg>	Vsdu <kg>	Vrdu <kg>
2	0.00	220.19	220.19	8963.46
46	0.00	-1681.79	1681.79	9928.73

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 1 (-100 601)

Caso	N <kg>	My <kgm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kg/cmq>	$\sigma_f$ <kg/cmq>
59	-8148.51	0.00	0.00	5.03	5.24	70.08
61	-7219.93	0.00	0.00	5.03	4.64	62.09
62	-7219.93	1253.39	5.03	0.00	60.72	1487.78
67	-5193.59	0.00	0.00	5.03	3.34	
69	-1524.29	0.00	0.00	5.03	0.98	
72	-5151.25	769.31	5.03	0.00	37.01	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 1 (-100 601)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{r m}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_c$ <cmq>	e f f <kg/cmq>	$\sigma_s$ <kg/cmq>	$\sigma_{s r}$ <mm>	$\epsilon_{s m}$	Wk
72	-5151.25	769.31	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	818.16	2744.45	0.16	0.05	
82	-6967.94	1209.16	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	1398.27	2902.09	0.27	0.08	

Verifiche effettuate - Asta n. 1 (-100 601)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
2	1	-100	601	1	SLU	0.00	SLU Taglio - min sic. c.a.
46	1	-100	601	9	SLU	10.59	SLU Mz cost - min sic.
59	1	-100	601	16	SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
61	1	-100	601	15	SLE R	10.59	C.Rare - Sc max (min compr.)
62	1	-100	601	15	SLE R	10.59	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.)
67	1	-100	601	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
69	1	-100	601	21	SLE Q	10.59	C.Q.Per. - Sc max (min compr.)
72	1	-100	601	22	SLE Q	10.59	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Wk Max
82	1	-100	601	17	SLE F	10.59	C.Freq - Wk Max

## Sezione di mezzeria

Sezione 1 (Sezione 100x16h cm.) - Soll. aut. Asta 1 (-88 -92) (nome del file: PIEDR-MEZ)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 0.16

Simbologia

Caso	=	Caso di verifica
N	=	Sforzo normale
My	=	Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	=	Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	=	Sforzo normale ultimo
Myu	=	Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	=	Momento ultimo intorno all'asse Z
Sic.	=	Sicurezza a rottura
AfT	=	Area di ferro tesa
AfC	=	Area di ferro compressa
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
$\sigma_f$	=	Tensione nel ferro
c	=	Ricoprimento dell'armatura
s	=	Distanza minima tra le barre
K3	=	Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
$s_{r m}$	=	Distanza media tra le fessure
$\Phi$	=	Diametro della barra
$A_s$	=	Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_c$	=	Area di calcestruzzo efficace
e f f	=	Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_s$	=	Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
$\sigma_{s r}$	=	Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
$\epsilon_{s m}$	=	Apertura delle fessure
Wk	=	Numero dell'asta
Asta	=	Nodo iniziale
N1	=	Nodo finale
N2	=	Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
CC	=	Tipo di combinazione di carico
TCC	=	SLU = Stato limite ultimo
	=	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	=	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	=	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	=	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	=	SLD = Stato limite di danno

# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (-88 -92)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	
18	-12948.60	1960.59	0.00	-13294.30			1.027

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 1 (-88 -92)

Caso	N	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	<kg>	<kgm>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
58	-7397.38	1097.71	4.18	0.00	56.55	1390.10
59	-8283.53	0.00	0.00	4.18	5.31	72.44
61	-7351.26	0.00	0.00	4.18	4.72	64.29
67	-5328.25	0.00	0.00	4.18	3.42	
68	-5328.25	644.91	4.18	0.00	32.52	
69	-1654.90	0.00	0.00	4.18	1.06	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 1 (-88 -92)

Caso	N	My	Mz	c	s	K3	$s_{r m}$	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_{s r}$	$\epsilon_{s m}$	Wk
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>		<mm>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>		
68	-5328.25	644.91	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	687.60	2865.80	0.13	0.04	
74	-7145.33	1056.12	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	1310.24	3181.30	0.25	0.08	

Verifiche effettuate - Asta n. 1 (-88 -92)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X	Tipo
						<cm>	
18	1	-88	-92	9	SLU	0.00	SLU N cost - min sic.
58	1	-88	-92	15	SLE R	0.00	C.Rare - Sc min (max compr.), C.Rare - Sf max (max traz.)
59	1	-88	-92	16	SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
61	1	-88	-92	15	SLE R	11.53	C.Rare - Sc max (min compr.)
67	1	-88	-92	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
68	1	-88	-92	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Wk Max
69	1	-88	-92	21	SLE Q	11.53	C.Q.Per. - Sc max (min compr.)
74	1	-88	-92	17	SLE F	0.00	C.Freq - Wk Max

## Sezione incastro inferiore

Sezione 1 (Sezione 100x16h cm.) - Soll. aut. Asta 1 (401 501) (nome del file: PIEDR-APP-INF)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione  
 Base <m> = 1.00  
 Altezza <m> = 0.16

Simbologia

Caso = Caso di verifica  
 N = Sforzo normale  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Nu = Sforzo normale ultimo  
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y  
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa  
 AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 c = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre  
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_{r m}$  = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_c$  e f f = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{s r}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{s m}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale



# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività

X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 1 (401 501)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	Nu <kg>	Myu <kgm>	Mzu <kgm>	Sic.
2	-4798.40	1216.58	0.00	-4799.77	2835.34	0.00	1.624
18	-13110.80	2301.31	0.00	-4799.77	2835.34	0.00	1.024

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 1 (401 501)

Caso	Ty <kg>	Tz <kg>	Vsdu <kg>	Vrdu <kg>
2	0.00	2885.13	2885.13	8923.03
18	0.00	1847.32	1847.32	9897.13

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 1 (401 501)

Caso	N <kg>	My <kgm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	$\sigma_c$ <kg/cmq>	$\sigma_f$ <kg/cmq>
59	-8402.61	0.00	0.00	5.31	5.41	71.93
60	-8402.61	1394.43	5.31	0.00	66.36	1522.55
61	-7483.47	0.00	0.00	5.31	4.82	64.07
67	-5446.58	0.00	0.00	5.31	3.51	
68	-5446.58	912.69	5.31	0.00	43.45	
69	-1786.01	0.00	0.00	5.31	1.15	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 1 (401 501)

Caso	N <kg>	My <kgm>	Mz <kgm>	c <mm>	s <mm>	K3	$s_r$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_c$ <cmq>	e f f <kg/cmq>	$\sigma_s$ <kg/cmq>	$\sigma_s r$ <mm>	$\epsilon_s m$	Wk
68	-5446.58	912.69	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	988.39	2741.86	0.19	0.06	
78	-8203.95	1362.04	0.00	30.00	168.00	0.13	182.10	12.00	1.13	166.83	1467.84	2733.03	0.29	0.09	

Verifiche effettuate - Asta n. 1 (401 501)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X <cm>	Tipo
2	1	401	501	1	SLU	0.00	SLU Taglio - min sic. c.a.
18	1	401	501	9	SLU	0.00	SLU Mz cost - min sic.
59	1	401	501	16	SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
60	1	401	501	16	SLE R	0.00	C.Rare - Sc min (max compr.),C.Rare - Sf max (max traz.)
61	1	401	501	15	SLE R	8.20	C.Rare - Sc max (min compr.)
67	1	401	501	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
68	1	401	501	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc min (max compr.),C.Q.Per. - Sf max (max traz.),C.Q.Per. - Wk Max
69	1	401	501	21	SLE Q	8.20	C.Q.Per. - Sc max (min compr.)
78	1	401	501	19	SLE F	0.00	C.Freq - Wk Max

## J.3 VERIFICHE TRAVERSO INFERIORE

### Sezione di mezzeria

Sezione 1 (Sezione 100x16h cm.) - Soll. aut. Aste 201 (209 210) 201 (212 211) 201 (210 211) (nome del file: TRAV-INF-MEZ)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione  
 Base <m> = 1.00  
 Altezza <m> = 0.16

Simbologia

Caso = Caso di verifica  
 N = Sforzo normale  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Nu = Sforzo normale ultimo  
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y  
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa

# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 c = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre  
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_{r m}$  = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_c e f f$  = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{s r}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{s m}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 201 (209 210)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kgm>
2	-3987.25	719.05	0.00	-4002.17	3751.20	0.00	3.603
46	-3141.59	2574.51	0.00	-4002.17	3751.20	0.00	1.004

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 201 (209 210)

Caso	Ty	Tz	Vsdu	Vrdu
	<kg>	<kg>	<kg>	<kg>
2	0.00	-1603.15	1603.15	9538.83
46	0.00	-1242.01	1242.01	9439.72

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 201 (210 211)

Caso	N	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	<kg>	<kgm>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
169	-1968.34	0.00	0.00	7.57	1.28	16.25
176	-3331.76	1550.52	7.57	0.00	66.46	1647.24
179	-3331.91	0.00	0.00	7.57	2.17	27.51
180	-3331.91	1550.52	7.57	0.00	66.46	1647.23
193	-953.83	0.00	0.00	7.57	0.62	
200	-2266.14	1008.80	7.57	0.00	43.25	
203	-2266.21	0.00	0.00	7.57	1.47	
204	-2266.21	1008.80	7.57	0.00	43.25	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 201 (209 210)

Caso	N	My	Mz	c	s	K3	$s_{r m}$	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_{s r}$	$\epsilon_{s m}$	Wk
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>		<mm>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>		<mm>		
204	-2266.21	1008.80	0.00	30.00	140.00	0.13	165.66	10.00	0.79	121.98	1064.79	2469.71	0.21	0.06	
200	-2266.14	1008.80	0.00	30.00	140.00	0.13	165.66	10.00	0.79	121.98	1064.80	2469.71	0.21	0.06	
230	-3260.45	1514.09	0.00	30.00	140.00	0.13	165.66	10.00	0.79	121.98	1608.04	2479.06	0.31	0.09	

Verifiche effettuate - Asta n. 201 (209 210)

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X	Tipo
						<cm>	
2	201	209	210	1	SLU	0.00	SLU Taglio - min sic. c.a.
46	201	209	210	9	SLU	10.83	SLU Mz cost - min sic.
169	201	209	210	15	SLE R	0.00	C.Rare - Sc max (min compr.)
176	201	209	210	16	SLE R	10.83	C.Rare - Sf max (max traz.)
179	201	210	211	16	SLE R	0.00	C.Rare - Sf min (max compr.)
180	201	210	211	16	SLE R	0.00	C.Rare - Sc min (max compr.)
193	201	209	210	21	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc max (min compr.)
200	201	209	210	22	SLE Q	10.83	C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Wk Max
203	201	210	211	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sf min (max compr.)
204	201	210	211	22	SLE Q	0.00	C.Q.Per. - Sc min (max compr.)
230	201	209	210	19	SLE F	10.83	C.Freq - Wk Max

# Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

## Sezione incastro

Sezione 1 (Sezione 100x16h cm.) - Soll. aut. Asta 201 (203 4) (nome del file: TRAV-INF-APP)

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 0.16

Simbologia

Caso = Caso di verifica  
 N = Sforzo normale  
 My = Momento flettente intorno all'asse Y  
 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z  
 Nu = Sforzo normale ultimo  
 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y  
 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z  
 Sic. = Sicurezza a rottura  
 AfT = Area di ferro tesa  
 AfC = Area di ferro compressa  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
 $\sigma_f$  = Tensione nel ferro  
 c = Ricoprimento dell'armatura  
 s = Distanza minima tra le barre  
 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
 $s_r$  m = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
 $A_s$  = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
 $A_c$  e f f = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{s r}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{s m}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
 Wk = Apertura delle fessure  
 Ty = Taglio in dir. Y  
 Tz = Taglio in dir. Z  
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
 Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
 Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
     SLU = Stato limite ultimo  
     SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
     SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
     SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
     SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
     SLD = Stato limite di danno  
     SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
     SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
     SLO = Stato limite di operatività  
 X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
 Tipo = Tipo di verifica effettuata  
 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali - Asta n. 201 (203 4)

Caso	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Sic.
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<kg>	<kgm>	<kgm>	
2	-4057.65	-932.97	0.00	-4103.29	-2475.10	0.00	1.855

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti - Asta n. 201 (203 4)

Caso	Ty	Tz	Vsdu	Vrdu
	<kg>	<kg>	<kg>	<kg>
2	0.00	-4229.78	4229.78	9584.56

Verifiche stato limite d'esercizio - Asta n. 201 (203 4)

Caso	N	My	AfT	AfC	$\sigma_c$	$\sigma_f$
	<kg>	<kgm>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
60	-3328.67	-419.51	3.83	3.83	20.96	513.03
64	-3328.67	46.96	0.00	7.67	2.97	37.82
68	-2264.82	-288.02	3.83	3.83	14.41	
70	-953.66	-13.93	0.00	7.67	0.86	

Verifiche stato limite di formazione delle fessure - Asta n. 201 (203 4)

Caso	N	My	Mz	c	s	K3	$s_r$ m	$\Phi$	$A_s$	$A_c$	e f f	$\sigma_s$	$\sigma_{s r}$	$\epsilon_{s m}$	Wk
	<kg>	<kgm>	<kgm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<mm>		
68	-2264.82	-288.02	0.00	30.00	140.00	0.13	165.66	10.00	0.79	121.98	354.81	3335.14	0.07	0.02	
78	-3257.51	-410.71	0.00	30.00	140.00	0.13	165.66	10.00	0.79	121.98	502.45	3319.49	0.10	0.03	

Verifiche effettuate - Asta n. 201 (203 4)

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Caso	Asta	N1	N2	CC	TCC	X	Tipo															
							<cm>															
2	201	203	4	1	SLU	0.00	SLU	Mz	cost	- min sic.,	SLU	Taglio	- min sic.	c.a.								
60	201	203	4	16	SLE	R	0.00	C.Rare	- Sc	min (max	compr.),	C.Rare	- Sf	max (max	traz.),	C.Rare	- Sf	min (max	compr.)			
64	201	203	4	16	SLE	R	7.87	C.Rare	- Sc	max (min	compr.)											
68	201	203	4	22	SLE	Q	0.00	C.Q.Per.	- Sc	min (max	compr.),	C.Q.Per.	- Sf	max (max	traz.),	C.Q.Per.	- Sf	min (max	compr.),	C.Q.Per.	- Wk	Max
70	201	203	4	21	SLE	Q	7.87	C.Q.Per.	- Sc	max (min	compr.)											
78	201	203	4	19	SLE	F	0.00	C.Freq	- Wk	Max												

### J.4 VERIFICHE SLU PER TAGLIO

Nelle zone di appoggio dei traversi l'azione di taglio non risulta superiore al valore di resistenza della sola sezione in cls armato, per cui non sono state inserite delle armature aggiuntive specifiche a taglio.

### J.5 VERIFICHE TENSIONI NEI NODI RIGIDI DELLO SCATOLARE

Le tensioni nei nodi dello scatolare risultano accettabili. L'integrità dei nodi risulta confermata anche da prove dirette di carico eseguite su geometrie scatolari similari a quella in oggetto, dalle quali si evince che i nodi dello scatolare risulta integro e contraddistinto da un comportamento completamente rigido, come ipotizzato nel calcolo ivi descritto.

### J.6 VERIFICHE TENSIONI SUL TERRENO DI APPOGGIO

La pressione sul terreno al di sotto dello scatolare in oggetto, risulta essere pari  $1489/(10 \cdot 100) = 1,489$  kg/cmq (valutata in corrispondenza di uno SLU). In assenza di specifiche indicazioni in merito alle tensioni ammissibili del terreno di fondazione si ritiene tale valore del tutto accettabile, unitamente ai cedimenti del terreno. In ogni caso, per valutazioni più specifiche in merito a problematica di portanza e di cedimento del terreno a breve e a lungo termine si rimanda eventualmente ad analisi geologico-geotecnica specifica a sostegno della bontà dell'installazione in oggetto.

### J.7 VERIFICHE SLE

Le opere interrato devono essere verificati anche nei confronti degli stati limite di esercizio.

Vista la natura dell'opera (struttura scatolare) gli spostamenti dei nodi sono da ritenersi del tutto accettabili.

Oltre alla verifica tensionale nelle sezioni delle membrature e la verifica delle aperture delle fessure (si veda punti relativi), si devono considerare gli spostamenti compatibili del sistema manufatto-terreno.

Si devono effettuare le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità; per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso,

con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

- verifiche di fessurazione; per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.
- verifiche delle tensioni di esercizio; valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati. Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio: la massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara) e  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente. Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%. Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11 della norma NTC2008, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:  $\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ .

### Verifiche di deformabilità

Vista la geometria e l'utilizzo degli elementi in oggetto si può ritenere che le verifiche relative agli spostamenti siano poco significative e quindi automaticamente soddisfatte.

### Verifiche delle tensioni di esercizio

Per tali verifiche tensioni in esercizio si veda verifica di ogni elemento strutturale appartenente alla struttura in esame.

#### J.8 VERIFICHE APERTURA FESSURE

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione

Definizione degli stati limite di fessurazione

In merito ai manufatti in oggetto si è considerato il seguente stato limite:

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:  $w_1 = 0,2 \text{ mm}$ ,  $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ ,  $w_3 = 0,4 \text{ mm}$ .

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto ai punti specifici della presente.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni quasi permanenti e frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive. A favore di sicurezza si è considerata una condizione ambientale di tipo aggressivo con classe di esposizione del cls pari a XC4+XA1.

A seguito di tale scelta risulta, come evidenziato nella tabella seguente che per il gruppo di esigenze “b”, in condizioni ambientali aggressive ed armature ordinarie quindi poco sensibili, si ottiene:

- Combinazione frequente → Stato Limite di apertura delle fessure →  $w_d \leq w_2$ .
- Combinazione quasi permanente → Stato Limite di apertura delle fessure →  $w_d \leq w_1$ .

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	$\leq w_1$

Per le verifiche si veda quanto riportato nei punti specifici contenuti nella presente relazione tecnica.

## K VERIFICHE LOCALI

La normativa UNI EN 14844 richiede ulteriori verifiche per la progettazione degli elementi scatolari, come meglio descritte ai sotto-punti seguenti.

### K.1 VERIFICA ARMATURE PARETI INTERNE

All'appendice A.2 della norma suddetta, inerente l'armatura minima prevista in parete, allo SLU deve essere in grado di resistere ad un momento minimo indicato dalla normativa precedente (agente sulle pareti dello scatolare) pari a. Tale valore risulta molto inferiore al valore di progetto per cui l'armatura effettiva è molto superiore al valore minimi indicato dalla norma.

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

### K.2 VERIFICHE DI PUNZONAMENTO

Vista l'entità del ricoprimento non sono necessarie particolari verifiche aggiuntive a punzonamento oltre a quelle a taglio di cui ai punti precedenti.

### K.3 VERIFICHE TERMINALI (GIUNTO)

Si ritiene del tutto superfluo esporre particolari verifiche di resistenza dei terminali che visto la conformazione strutturali possono essere ritenuti strutturalmente del tutto idonei.

### K.4 STABILITA'

Le considerazioni sulla stabilità come la pressione e la resistenza di mantenimento consentita per il rivesciamento e lo scorrimento non influiscono sulla presente progettazione della resistenza della condotta. SI presume che se si ritengano necessarie tali indagini, queste saranno intraprese dalla Committenza.

### K.5 CARICHI SUPERFICIALI ORIZZONTALI

Come già indicato in altri punti, si ritiene che qualsiasi carico orizzontale dovuto ai carichi superficiali può essere efficacemente disperso da una soletta stradale e da qualsiasi altra superficie che non influisca sulla condotta sotterranea.

### K.6 DEFORMAZIONE DELLA SOLETTA SUPERIORE

Non è necessario controllare la deflezione della soletta superiore. Se tuttavia la profondità di riempimento è inferiore a 200 mm o ad 1/15 della larghezza interna della condotta, è richiesta una valutazione della deflezione da carico dinamico, valutata con sufficiente accuratezza con la relazione sotto riportata:

$$f_{lim} = \text{deflezione centro della campata} = 20 \cdot M \cdot (W_e)^2 / (L \cdot tr^3)$$

$$f_0 < f_{lim} \quad f_0 = \text{deformazione massima effettiva della sezione di mezzeria}$$

M = momento massimo sulla luce libero dovuto ai carichi mobili e su schema di traverso semplicemente appoggiato sui piedritti

W<sub>e</sub> = luce effettiva della soletta

L = lunghezza dell'elemento

Tr = spessore soletta

Non è significativo verificare l'entità della deformazione della soletta. In ogni caso lo spostamento effettivo della mezzeria dei traversi, rispetto agli appoggi sui piedritti, risulta praticamente trascurabile.

Nel caso in esame la verifica non risulta necessaria e comunque risulta automaticamente verificata.

### K.7 CEDIMENTO DIFFERENZIALE

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Le condotte sotterranee possono essere soggette a cedimento differenziale, sia per carichi mobili che per azioni sismiche, tramite relativo spostamento ai giunti; tale cedimento non deve essere considerato causa di variazioni ai carichi di progettazione o all'analisi strutturale di cui alla presente.

### **L METODO COSTRUTTIVO**

---

I manufatti in oggetto saranno prodotti con processo di prefabbricazione automatico, con vibrocompressione ad alimentazione ponderata.

I manufatti saranno prodotti per mezzo di opportuni getti di calcestruzzo entro speciali casseri muniti di sistema di vibrazione, utilizzando il metodo, quindi, della vibrocompressione.

Il ciclo consiste nel riempire con calcestruzzo una cassaforma metallica, specificatamente sagomata per la formazione del manufatto in oggetto, comprensiva dei relativi giunti; durante la produzione, al fine di ottenere un prodotto finale qualitativamente omogeneo, l'entità della vibrocompressione è controllata da dispositivi idraulici ed elettronici che garantiscono una compattazione omogenea della miscela lungo tutte le pareti del manufatto stesso.

Dopo la formazione del manufatto, una adeguata apparecchiatura provvede al trasporto e alla sformatura in zona di stoccaggio all'interno dello stabilimento.

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio. La curva granulometrica degli inerti dovrà essere realizzata in conformità a quanto previsto dalle norme UNI vigenti ed in particolare le dimensioni degli inerti dovranno essere variati in funzione degli spessori adottati.

Il calcestruzzo (di consistenza plastica) sarà prodotto con centrale di betonaggio, presente nel cantiere di prefabbricazione (stabilimento), tenendo conto di tutti i fattori (ad esempio: rapporto acqua/cemento, umidità degli inerti etc.) per garantire i livelli di resistenza previsti. La quantità dei componenti dell'impasto saranno predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

Gli inerti naturali, spaccati, lavati, non gelivi e non friabili, devono risultare privi di sostanze organiche limose e argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche.

La composizione granulometrica degli inerti, di dimensione massima variabile in funzione dello spessore delle strutture, è interna al fuso granulometrico in conformità a quanto prescritto dalle norme UNI vigenti.

L'acqua di impasto deve essere esente da solfati in percentuali superiori ai minimi di norma ed aggiunta in quantità tale da garantire un rapporto  $a/c \leq 0.40$ .

### **M MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO**

---



## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Le modalità di movimentazione e stoccaggio degli elementi prefabbricati deve essere eseguito con mezzi idonei tali da garantire la stabilità alla movimentazione e al ribaltamento, tenute presenti le eventuali azioni esterne meccaniche o atmosferiche.

Per la movimentazione e lo stoccaggio del manufatto attenersi alla istruzione di lavoro n° 7 inserita nel Manuale Qualità aziendale della Prefabbricati LP spa.

### **N INSTALLAZIONE**

---

I vari elementi devono essere controllati alla consegna per assicurarsi che corrispondano a quelle specificate nel contratto di fornitura, siano in perfette condizioni, prive di danni.

#### **N.1 PREPARAZIONE DEL SITO**

Le trincee devono essere abbastanza larghe (si veda allegato grafico alla presente) da consentire e garantire un'installazione sicura e un compattamento del riempimento ai lati delle condotte idoneo.

#### **N.2 SPIANATURA**

Il fondo dello scavo deve essere privo di irregolarità o con superfici locali o troppo dure o troppo morbide, che devono essere rimosse o livellate con materiale granulare ben compattato. La spianatura deve essere realizzata con materiale granulare (spessore da 150 a 200 mm circa) o calcestruzzo (magrone) con spessore adeguato (da 70 a 100 mm circa) e buon livellamento.

#### **N.3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO**

A meno di informazioni generali sulla natura dei terreni di posa del manufatto o desumibili da indagini e/o relazioni geologico-geotecniche a supporto della progettazione in oggetto, è stata considerata una pressione ultima media adeguata allo stato di tensione massimo trasmesso dallo scatolare al terreno e una costante elastica di sottofondo come meglio specificato nei punti precedenti.

In fase di realizzazione dello scavo dovranno essere, comunque, confermati i dati di progetto assunti nella presente; si tenga presente che la relazione in oggetto non prende in considerazione alcuna verifica di carattere geotecnico, per le quali si rimanda a eventuali relazioni specifiche.

In ogni caso la posa del manufatto dovrà essere effettuata su di un cuscinetto di magrone (Rck150) o su un adeguato supporto di sabbia, tale da assicurare il livellamento del fondo e la necessaria ripartizione dei carichi.

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

Il terreno di riempimento potrà essere quello di risulta dello scavo, oppure terreno incoerente di pezzatura contenuta, idoneamente compattato.

Il manufatto dovrà essere posato secondo quanto descritto nei elaborati grafici allegati alla presente. Le operazioni di sollevamento e posa in opera dovranno essere eseguite con mezzi e sistemi di aggancio idonei. La formazione delle livellette dovrà essere eseguita con attrezzatura di precisione, mentre la giunzione tra gli elementi dovrà avvenire mediante utilizzo di apparecchiatura idraulica o manuale.

### **N.4**    CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

La colmataura deve essere avviata subito dopo il posizionamento delle condotte sotterranee; la trincea deve essere riempita, a strati di idoneo spessore (20-30 cm circa), sino al livello della sommità delle condotte, lavorando alternativamente su entrambi i lati, utilizzando materiali granulari selezionati (anche presenti in cantiere se ritenuti idonei) scevri da sostanze organiche.

Nelle valutazioni di calcolo si è tenuto conto delle seguenti caratteristiche tecniche medie relative al terreno di riempimento:  $\gamma_t = 1900 \text{ kg/mc}$ ,  $\Phi = 30^\circ$ .

La quota di falda, in assenza di specifiche istruzioni, è stata assunta al di sotto del piano di appoggio dello scatolare, per cui le azioni del terreno e la capacità portante del fondo non sono state considerate influenza dalla presenza d'acqua (tale assunto dovrà essere direttamente confutato in fase di realizzazione).

## **O**    AZIONI TRASVERSALI E LONGITUDINALI SULLA CONDOTTA DOVUTI A VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO SISMICO

Le presente relazione non entra in merito alle verifiche relative alle azioni orizzontali longitudinali e trasversali, rispetto all'asse della condotta, derivanti da un'azione sismica che comporti una variabilità spaziale del moto sismico.

## **P**    CONCLUSIONI

I risultati del calcolo e delle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate e più significative, confermano che sotto le ipotesi ivi riportate, il manufatto è in grado di sostenere i carichi imposti e considerati con idoneo coefficiente di sicurezza.

Nella posa dello scatolare dovranno essere rispettate tutte le norme del buon costruire e le prescrizioni indicate per confermare in fase esecutiva i parametri utilizzati nel calcolo di cui alla presente.

Per ogni altro dato non espressamente riportato nella presenti si rimanda agli allegati elencati nel seguito.

### Note finali:

- Si fa notare che è comunque consigliabile, anche se eventualmente diversamente indicato nella presente, che la profondità minima di riempimento non sia inferiore a 200 mm o ad un quindicesimo della larghezza interna della condotta sotterranea, se più grande.
- Le condotte sotterranee possono essere soggette a cedimento differenziale che verrà sistemato tramite relativo spostamento nelle giunzioni; tale cedimento non deve essere considerato causa di variazioni ai carichi di progettazione e all'analisi strutturale in genere.
- Il manufatto risulta armato con armature disposte nel senso trasversale alla tubazioni, collegate per il calo nelle casseforme, con catene. Tale configurazione non prevede di inserire armature di ripartizione in direzione longitudinale; tali armature, nelle quantità indicate ad esempio dalle norme previgenti, risultano strutturalmente non necessarie e addirittura peggiorative delle prestazioni strutturali e di durabilità del manufatto inducendo una perdita di prestazioni per il peggior posizionamento delle armature principali di forza. La presenza di armature longitudinali induce una rottura anticipata a compressione del cls che si trova perturbato dalla presenza di tondini nelle zone di maggior concentrazione di tensioni di compressione se tali barre vengono disposte all'esterno dell'armatura principale (esempio tipico dell'inserimento delle r.e.s. all'esterno della gabbia di armatura principale). A supporto di tale teoria, basta confrontare i risultati delle prove di carico a rottura eseguiti su due scatolari delle medesime dimensioni e armature: ove sono state omesse le armature di ripartizione la prova porta ad individuare un carico di rottura paragonabile a quello calcolabile con la teoria; mentre nel caso di presenza di tale armatura si nota un peggioramento delle prestazioni strutturali sino a portare ad un valore di carico di rottura pari quasi alla metà del precedente (questo per rottura anticipata a compressione delle zone di concentrazione di tensione, ed una insorgenza anticipata delle cerniere plastiche in mezzzeria del traverso superiore e in sommità dei due piedritti). Inoltre si fa notare che in fase di sformatura dal cassero dei manufatti, in presenza di armature di ripartizione e per effetto del naturale ritiro del cls, si producono tutta una serie di microfessure (visibili anche ad occhio nudo) che compromettono la durabilità degli elementi. Per cui per tutte queste ragioni si ritiene idoneo adottare l'armatura indicati negli elaborati grafici allegati che permette le migliori prestazioni strutturali e di durabilità nel tempo. Ovviamente il posizionamento delle armature a mezzo di catene non deve in alcun modo inficiare il corretto posizionamento delle armature sia trasversalmente che longitudinalmente, mediante ad esempio inserimento (all'interno della gabbia principale di barre di posizionamento negli angoli e all'interno dei lati) di armatura longitudinale di posizionamento (da fissare per legatura o saldatura alle barre principali) e elementi distanziatori per garantire il copriferro prescritto. Tali accorgimenti dovranno essere tassativamente impiegati in modo da non inficiare quanto indicato nella presente relazione.

## Progetto per le opere di collegamento fra la Via Bellosguardo e la Via Roma in Camaiore

- Nelle operazioni di posa si dovrà tenere in conto dei carichi massimi indicati nella presente, agenti sullo scatolare in oggetto, avendo cura di non mettere i manufatti in condizioni per le quali i carichi massimi siano superiori o particolarmente concentrati, poiché potrebbero indurre fessurazioni e/o rotture dei materiali non compatibili con la resistenza in esercizio dello scatolare o inficianti la durabilità dello stesso. Si dovrà ad esempio evitare di imporre sul traverso superiore carichi concentrati dovuti ai mezzi cingolati o altri veicoli che comportino carichi superiori a quelle indicati nella presente; stesse avvertenze dovranno essere osservate nella fase di ritombamento.

I tecnici

Arch. Massimo Ceragioli  
Ing. Rodolfo Lelli

Viareggio (LU), 9 novembre 2018