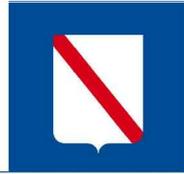




UNIONE EUROPEA



REGIONE CAMPANIA



COMUNE DI NAPOLI



## COMUNE DI NAPOLI

### - Direzione centrale Infrastrutture, lavori pubblici e mobilità

*Servizio Sistema delle infrastrutture di trasporto, delle opere pubbliche a rete e dei parcheggi*

### - Direzione centrale Ambiente, tutela del territorio e del mare

*Servizio Ciclo integrato delle acque*



## Grande progetto Riqualficazione urbana Napoli est

Riqualficazione urbanistica e ambientale asse costiero: corso San Giovanni

Rifunzionalizzazione sistema fognario San Giovanni

## PROGETTO DEFINITIVO

### Gruppo di progettazione

**progettazione urbana e infrastrutturale:** arch. Anna Rita Affortunato, arch. Luca d'Angelo, ing. Marzia Di Caprio, arch. Giovanni Lanzuise, arch. Ignazio Leone, ing. Roberta Catapano, ing. Stefano Napolitano, ing. Maria Teresa Giugliano, dott. Vincenzo Campolo, geom. Luciano Marino, geom. Italo Ricci

**sicurezza:** arch. Francesca Spera

**progettazione impianti fognari:** prof. ing. Giovanni de Marinis

### Responsabile del procedimento

arch. Giuseppe Pulli

## Relazione di calcolo delle strutture

## SOMMARIO

<b>1.</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ADOTTATI .....</b>	<b>3</b>
2.1.	Modellazione delle strutture.....	3
2.2.	Modellazione del terreno .....	3
2.3.	Strategia di soluzione.....	3
2.4.	<i>Calcolo delle armature e verifica delle sezioni</i> .....	4
2.5.	Ulteriori considerazioni per le strutture in calcestruzzo precompresso .....	12
<b>3.</b>	<b>NORME DI RIFERIMENTO E CLASSIFICAZIONE SISMICA .....</b>	<b>17</b>
<b>4.</b>	<b>IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO .....</b>	<b>19</b>
4.1.	Criteri di dimensionamento e verifica adottati per la modellazione .....	19

## **1. PREMESSA**

La presente relazione riferisce in merito ai calcoli delle strutture come prescritto dal'art.29 DPR 207/10.

In particolare, trattasi delle strutture relative all'impianto di sollevamento a realizzarsi in largo errovia.

Si riportano i criteri generali di dimensionamento e verifica adottati per la progettazione e il calcolo del manufatto. La sintesi dei risultati è riportata nell'allegata tavola grafica.

Il dettaglio degli elaborati di calcolo sarà oggetto della successiva fase di progettazione.

## **2. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ADOTTATI**

### **2.1. Modellazione delle strutture**

Preliminare operazione è rappresentata dall'effettuazione dell'analisi dei carichi per ciascuna combinazione di carico, per poi procedere alla discretizzazione della struttura in elementi, dotati ciascuno della relativa area ed inerzia (secondo il metodo degli elementi finiti).

### **2.2. Modellazione del terreno**

Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e il terreno di rinfianco vengono considerate delle molle alla Winkler non reagenti a trazione. L'area delle molle è proporzionale alla costante di Winkler del terreno di base (per le molle in fondazione) e del terreno di rinfianco (per le molle sui piedritti).

Effettuata l'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione) dalla matrice globale, l'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

### **2.3. Strategia di soluzione**

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti, si rende necessario individuare tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $K_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $K$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $p$ .

Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma:

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $u$ :

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi. La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

#### ***2.4. Calcolo delle armature e verifica delle sezioni***

##### **Richiami teorici sulla verifica con il metodo Stati Limite Ultimi (SLU)**

Si definisce “stato limite” ogni stato di insufficienza della struttura, cioè ogni situazione a partire dalla quale la struttura, o una delle sue parti, cessa di assolvere la funzione alla quale era destinata e per la quale era stata progettata e costruita.

Gli stati limite ultimi sono legati alla massima capacità portante dell’opera; in altri termini il superamento di tali stati comporta la rovina della struttura.

La verifica di sicurezza di una struttura, condotta mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi, consiste nel confrontare le sollecitazioni di calcolo con quelle compatibili con lo stato limite ultimo. Il metodo semiprobabilistico prevede che per le azioni e le resistenze vengano utilizzati i loro valori caratteristici.

I valori di calcolo sono i valori da assumere nella progettazione delle strutture per coprire la probabilità di errore di esecuzione e di valutazione, nonché le approssimazioni e le imperfezioni dei metodi di calcolo.

Gli stati limite ultimi per sollecitazioni che generano tensioni normali, sono quelli derivanti dalle sollecitazioni di sforzo normale, flessione e presso o tenso-flessione.

La determinazione dello stato limite ultimo nella sezione di tali membrature viene condotta nelle ipotesi che:

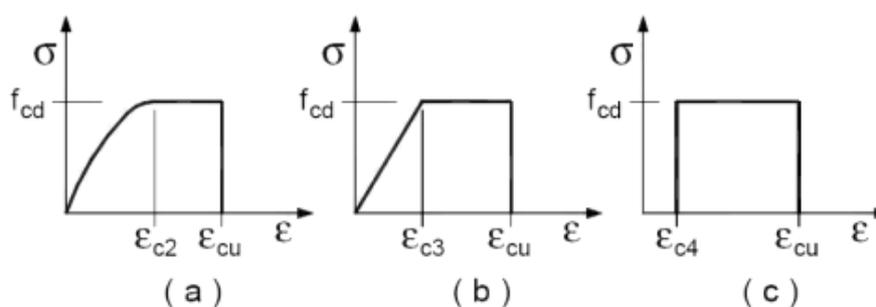
- le sezioni rimangono piane fino a rottura; il diagramma delle deformazioni nella sezione si conserva rettilineo;
- aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- il calcestruzzo si considera non reagente a trazione.

Inoltre per i materiali vengono ipotizzati i legami costitutivi specificati di seguito.

Per la realizzazione dei due manufatti in progetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- calcestruzzo tipo C32/40 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 40.0 \text{ N/mm}^2$ )
- barre di armatura in acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$ );

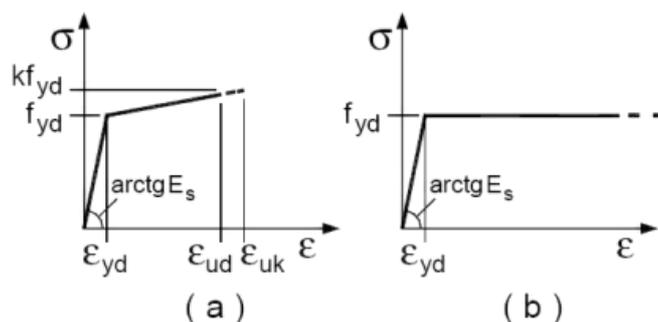
I diagrammi costitutivi del calcestruzzo vengono adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare, per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



## Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

La deformazione massima  $\epsilon_{c,max}$  è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare, è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).



Diagrammi di calcolo costitutivi dell'acciaio

La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

### **Richiami teorici sulla verifica con il metodo Stati Limite di Esercizio (SLE)**

Si devono effettuare le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
- verifiche di vibrazione,
- verifiche di fessurazione,
- verifiche delle tensioni di esercizio,

- verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.

### Verifica di fessurazione

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;
- tener conto delle esigenze estetiche.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = 1.2/f_{ctm}$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2 (DM 14/01/2008)

- 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 nel seguito.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

<b>CONDIZIONI AMBIENTALI</b>	<b>CLASSE DI ESPOSIZIONE</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso, mentre appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

**Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

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	$\leq w_1$

### Verifica allo stato limite di fessurazione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata (*stato limite di decompressione e di formazione delle fessure*).

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV (*stato limite di apertura delle fessure*). Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\epsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

### Verifica 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.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

-  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica (rara)

-  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$  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, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$$

### **Sollecitazioni taglienti**

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglienti, si deve considerare quanto segue.

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9b_w d \alpha_c f'_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

- $A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;
- $s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ );
- $\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$\operatorname{ctg} \theta_1 \leq \operatorname{ctg} \theta$$

dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\operatorname{ctg} \theta_1 = \tau/\sigma_1$  mentre  $\tau$  e  $\sigma_1$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente. Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_1 = 0.9d(\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha)/2 \geq 0$$

## **2.5. Ulteriori considerazioni per le strutture in calcestruzzo precompresso**

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).

La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili...) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine (cavi non aderenti), si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti per i quali si potrà fare riferimento ad UNI EN 1992-1-1.

Nel caso sia prevista la parzializzazione delle sezioni nelle condizioni di esercizio, particolare attenzione deve essere posta alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

### **Stati limite ultimi**

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.1. In particolare, per le verifiche di resistenza locali agli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà un valore di calcolo della forza di precompressione con  $\gamma_P = 1,2$ .

### **Stati limite di esercizio**

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.2. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio. Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili e le perdite per attrito lungo il cavo.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica. Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precomprese, valgono le prescrizioni riportate al § 4.1.2.2.5.

### **Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute**

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5. Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

### **Tensioni iniziali nel calcestruzzo**

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj},$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali  $c$  s prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < 0,90 f_{ckj},$$

Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.

### **Tensioni limite per gli acciai da precompressione**

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca  $f_{p(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  o  $f_{pyk}$  a  $f_{yk}$ .

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0,1)k} \quad \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk} \text{ per armatura post-tesa}$$

$$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} \quad \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} \text{ per armatura pre-tesa}$$

ove si sostituisca  $f_{p(1)k}$  o  $f_{pyk}$  a  $f_{p(0,1)k}$ , se del caso.

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione, in misura non superiore a  $0,05 f_{p(0,1)k}$ .

### **Armatura longitudinale ordinaria**

Nelle travi precomprese, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso sia prevista la parzializzazione della sezione in esercizio, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata.

### **Staffe**

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a  $1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ , essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.3. In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.4.

### **Esecuzione delle opere in calcestruzzo armato precompresso**

Per quanto riguarda lo strato di ricoprimento di calcestruzzo necessario alla protezione delle armature dalla corrosione, si rimanda al § 4.1.6.1.3.

Nel caso di armature pre-tese, nella testata i trefoli devono essere ricoperti con adeguato materiale protettivo, o con getto in opera. Nel caso di armature post-tese, gli apparecchi d'ancoraggio della testata devono essere protetti in modo analogo.

All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito. La distanza minima netta tra le guaine deve essere commisurata sia alla massima dimensione dell'aggregato impiegato sia al diametro delle guaine stesse in relazione rispettivamente ad un omogeneo getto del calcestruzzo fresco ed al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

La protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante l'iniezione di adeguati materiali atti a prevenire la corrosione ed a fornire la richiesta aderenza.

Per la buona esecuzione delle iniezioni è necessario che le stesse vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

### 3. NORME DI RIFERIMENTO E CLASSIFICAZIONE SISMICA

- D.M. 14 gennaio 2008 - “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP. - “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- OPCM n.3274 del 20 marzo 2003 - “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche”;
- Delibera G.R. Campania n. 5447 del 07 novembre 2002;
- OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”;

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Napoli, indicata nell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Campania n. 5447 del 7.11.2002.

<b>Zona sismica</b>  2	Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.
------------------------------	--

I criteri per l’aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell’Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l’intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell’accelerazione

orizzontale massima su suolo rigido o pianeggiante  $a_g$ , che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

<i>Zona sismica</i>	<i>Fenomeni riscontrati</i>	<i>Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni</i>
<b>1</b>	Zona con pericolosità sismica <b>alta</b> . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_g \geq 0,25g$
<b>2</b>	Zona con pericolosità sismica <b>media</b> , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_g < 0,25g$
<b>3</b>	Zona con pericolosità sismica <b>bassa</b> , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_g < 0,15g$
<b>4</b>	Zona con pericolosità sismica <b>molto bassa</b> . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_g < 0,05g$

#### 4. IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

##### 4.1. Criteri di dimensionamento e verifica adottati per la modellazione

L'impianto di sollevamento in largo Ferrovia è previsto come struttura in c.a. gettata in opera. Ai fini del contenimento dei terreni e della falda, dovrà essere prevista la realizzazione di idonea paratia di pali e appesantimento del fondo a mezzo di solettone impermeabilizzante, con operazioni di agottamento in fase di scavo.

##### Geometria

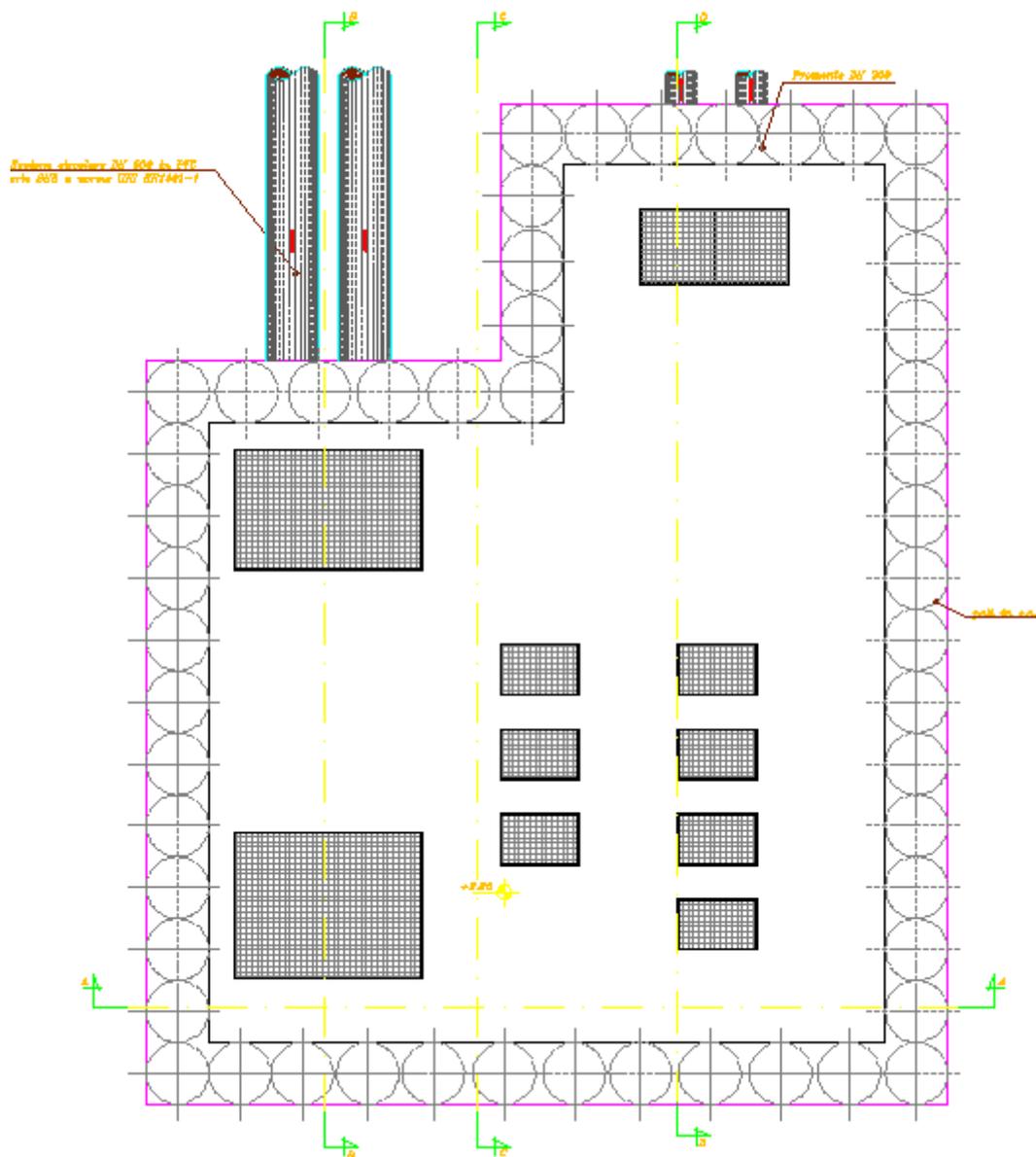
---

***Descrizione: impianto di sollevamento***

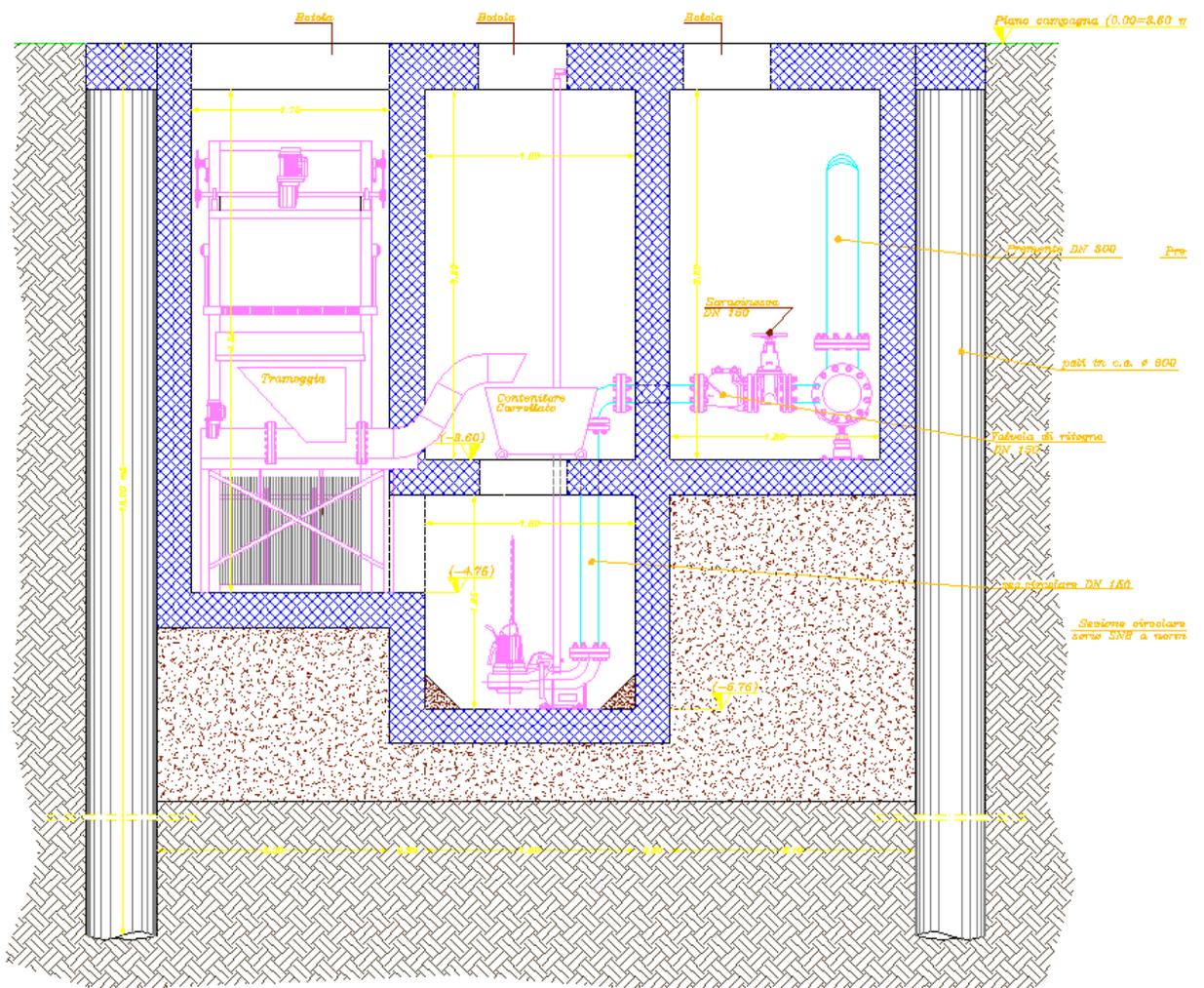
---

Altezza esterna (compreso soletta in opera)	3,27 m
$\underline{Q}$ Larghezza esterna (al netto della paratia)	8.50 m
$\frac{a}{r}$ Lunghezza esterna (al netto della paratia)	6.50 m
$\underline{a}$ Lunghezza pali paratia 600 mm	12.00 m
$\underline{t}$ Spessore soletta di copertura	0.40 m
$\underline{e}$ Spessore pareti	0.30 m
Spessore fondazione (al netto appes.)	0.30 m

---



Pianta delle coperture con traccia paratia pali



Sezione significativa con traccia pali

Caratteristiche strati terreno

Dalla relazione geologica di seguito si riportano le caratteristiche del terreno a seguito di prove di laboratorio e dalle prospezioni MASW:

Tabella 4: Riepilogo delle prove di laboratorio sul campione indisturbato

<b>Sigla campione</b>	S1/C1
Profondità prelievo (m)	12.00/12.50
Peso volume naturale $\gamma_n$ (KN/m <sup>3</sup> )	19.23
Peso volume del secco $\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	15.87
Contenuto d'acqua W (%)	21.22
Peso volume dei Granuli G (-)	2.65
Porosità n (%)	40.10
Indice dei vuoti e (-)	0.67
Grado di saturazione Sr (%)	83.83
Classe granulometrica	Sabbia limosa, debolmente argillosa, debolmente ghiaiosa
<b>Prova di Taglio "TDCD"</b>	
Angolo di attrito interno (di picco) (°)	33
Coesione (di picco) (KPa)	12
<b>Prova Edometrica</b>	
Coefficiente di compressibilità $mv$ (Mpa <sup>-1</sup> )	8.52E-02
Modulo Edometrico (Mpa)	11.7

#### CONCLUSIONI DALLE PROSPEZIONI MASW

Ne consegue che, sulla scorta di quanto riportato nel citato Decreto del Ministero per le Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", i terreni investigati dalla prospezione *MASWI* ricadono nella categoria litostratigrafica tipo "C" ( $180 \text{ m/s} < V_{s,30} < 360 \text{ m/s}$ ).

### Caratteristiche materiali utilizzati

---

<b><i>Materiale: calcestruzzo</i></b>			
Rck calcestruzzo			400,00 kg/cm <sup>2</sup>
Peso specifico calcestruzzo			2500,00 kg/m <sup>3</sup>
Modulo elastico E			336427,78 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio			4588,65 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls (samm)			122,50 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione tang.ammissibile cls (tc0)			7,33 kg/cm <sup>2</sup>
Tensione tang.ammissibile cls (tc1)			21,14 kg/cm <sup>2</sup>
Coeff. omogeneizzazione	cls		0,50
teso/compresso (n')			
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)			15,00
Coefficiente dilatazione termica			0,0000120

---

### Condizioni di carico da portare in conto

- Condizione di carico n.°1 (Peso Proprio)
- Condizione di carico n.°2 (Spinta terreno sinistra a vasca piena e vuota)
- Condizione di carico n.°3 (Spinta terreno destra a vasca piena e vuota)
- Condizione di carico n.°4 (Sisma da sinistra)
- Condizione di carico n.°5 (Sisma da destra)
- Condizione di carico n.°6 (Spinta falda e sottospinte)
- Condizione di carico n.° 7 (Pav. e sovracc. stradali)
- Condizione di carico n.°1 (Spinta dell'acqua)

Le preliminari calcolazioni hanno condotto al dimensionamento riportato in dettaglio nella specifica tavola grafica.