COMUNE DI GENOVA

CONVENZIONE TRA COMUNE DI GENOVA E SOCIETA' INFRASTRUTTURE RECUPERO ENERGIA LIGURE I.R.E. S.P.A. PER LA PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA DELLA "SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO RUSCAROLO NEL TRATTO COMPRESO TRA IL CAMPO SPORTIVO DI BORZOLI E L'ATTRAVERSAMENTO DI VIA GIOTTO" E ATTIVITA' ACCESSORIE

Attività:

SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO RUSCAROLO NEL TRATTO COMPRESO TRA IL CAMPO SPORTIVO DI BORZOLI E L'ATTRAVERSAMENTO DI VIA GIOTTO

Oggetto:

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo:

RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE

Doc. n: I0055\ESE\DEF\PRG\R001

Timbro e firma

Rev.	Data	Sez.	Pag.	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
1	24/05/2016	9	41	AM	MI	SB	Per Emissione
2	22/07/2016	9	44	AM	MI	SB	Per Emissione

Infrastrutture Recupero Energia Agenzia Regionale Ligure I.R.E. S.p.A.
Sede Legale Via Peschiera 16, 16122 Genova
info@ireliguria.it irespa@legalmail.it www.ireliguria.it
Capitale Sociale € 372.972,00 Codice fiscale e Partita IVA 02264880994
Registro Imprese Genova R.E.A. n. 473022
Soggetta alla direzione ed al coordinamento di FI.L.S.E. S.p.A.

DIVISIONE INFRASTRUTTURE
SANITA' RECUPERO RIQUALIFICAZIONE
Via XX Settembre 41, 16121 Genova
tel. +39 0105488834 fax +39 0105700490
infrastrutture@ireliguria.it

SOMMARIO

1 PREMESSA 4
2 RIFERIMENTI NORMATIVI 4
3 CARATTERISTRICHE GENERALI 5
3.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 5
3.2 DESCRIZIONE DElle fasi esecutive 5
3.3 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 6
3.3.1 RICERCHE DI ARCHIVIO 6
3.4 MATERIALI UTILIZZATI 7
3.4.1 Acciaio 7
3.4.2 Calcestruzzi per getti in opera 7
3.4.3 Elementi prefabbricati 7
4 CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI CALCOLO APPLICATA 8
4.1 MURI DI SOSTEGNO 8
4.1.1 METODO DI CULMAN 8
4.1.2 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA 9
4.1.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO 11
4.1.4 VERIFICA A SCORRIMENTO 11
4.1.5 VERIFICA AL CARICO LIMITE 12
4.1.6 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE 14
4.2 PARATIE 14
4.2.1 METODO DI CULMANN (METODO DEL CUNEO DI TENTATIVO) 16
4.2.2 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA 16
4.2.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA 17
4.2.4 TIRANTI DI ANCORAGGIO 17
4.2.5 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE 18
4.2.6 VERIFICHE IDRAULICHE 19
5 ANALISI DEI CARICHI 20
5.1 CARICHI E SOVRACCARICHI 20
5.2 Combinazioni 20
6 DATI SISMICI 21
7 PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO 22
7.1 Stratigrafia e parametri geotecnici 22

7.1.1 Valori di calcolo 22
8 MANUFATTI DI PROGETTO 25
8.1 VERIFICA MANUFATTI ESISTENTI 25
8.1.1 MURO DI SOSTEGNO PIAZZALE MINOLETTI 25
8.2 muro in c.a. tradizionale 26
8.2.1 Sezione tipo 26
8.3 BERLINESE IN MICROPALI 29
8.3.1 Sezione tipo - SEMPLICE 29
8.3.2 Sezione tipo - CON SBALZO 32
8.3.3 Sezione tipo – spalla da ponte 36
8.4 Elementi PREFABBRICATI PER PONTI e coperture 38
8.4.1 DESCRIZIONE 38
8.5 opere strutturali accessorie 38
8.5.1 PARAPETTO ARGINE ESISTENTE 38
8.5.2 BRIGLIA IN C.A. 39
8.5.3 RAMPA DI ACCESSO ALL'ALVEO 40
8.5.4 INTERVENTO RIO ZOAGLI 40
8.5.5 PASSERELLA PEDONALE AREA MASSOBRIO 41
8.5.6 PASSERELLA CARRABILE AREA EX BERTA 42
9 CONCLUSIONI 44

1 PREMESSA

La presente relazione descrive le strutture portanti dell'intervento di sistemazione idraulica del rio Ruscarolo a Sestri Ponente nel tratto compreso tra il campo sportivo di via Borzoli ed il ponte su via Giotto che si sviluppa per circa 1 km.

A causa di alcune criticità legate soprattutto alla presenza di numerosi fabbricati artigianali siti lungo il corso del rio e alla vicinanza con la via Borzoli che in molti tratti corre in adiacenza al rio è stato necessario prevedere berlinesi in micropali per limitare i volumi di scavo e per difendere i manufatti limitrofi alle zone interessate dal rifacimento delle arginature.

Il presente elaborato fa parte del Progetto Definitivo dell'intervento, come previsto dal D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207, art. 26 comma 1 lett. c), ed è finalizzato all'individuazione e descrizione della tipologia strutturale prescelta ed alla redazione del computo metrico estimativo.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 16 Gennaio 1996
  N*orme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*
- D.M. 16 Gennaio 1996
  Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
  Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
  Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- DM 14/01/2008
  Norme Tecniche per le Costruzioni di seguito semplicemente indicate con l'acronimo NTC2008 o semplicemente NTC.
- Circolare Ministero LL.PP. 2 Febbraio 2009 N. 617.
  Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.
- Le strutture in acciaio vengono verificate secondo le *norme DIN 18800.*
- UNI EN 14844
  Prodotti prefabbricati di calcestruzzo (elementi prefabbricati).
- UNI EN 206-1 2006
  Calcestruzzo – specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- UNI EN 13669
  R*egole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo.*

3 CARATTERISTICHE GENERALI

3.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Le opere strutturali sono finalizzate alla sistemazione idraulica del rio mediante il rifacimento delle arginature, di alcuni tratti di tombinatura e di alcuni attraversamenti carrabili.

Il progetto, come esposto nella relazione specifica sulla cantierizzazione è suddiviso in 5 “tronchi” omogenei ma strutturalmente le opere possono essere divise nelle seguenti tipologie:

- Muri di sostegno in c.a. tradizionali;
- Opere di sostegno costituite da un muro di rivestimento ed una berlinese in micropali utilizzata anche per la sezione con mensola e per le spalle da ponte;
- Briglia in c.a. e materasso in massi naturali;
- Impalcati da ponte stradali;
- Impalcati per la realizzazione di tombinature.

Le prime due tipologie sono utilizzate per il rifacimento delle arginature, in particolare dove gli spazi lo consentono si utilizzeranno muri di sostegno tradizionali e dove è necessario contenere i volumi di scavo o proteggere i manufatti, muri di sostegno preceduti dall’infissione di una berlinese. Tali opere, divise per sezioni tipologiche sono illustrate nella tavola P6 e P7 mentre nella P10 sono illustrate le carpenterie ed armature.

La tipologia proposta per gli attraversamenti e le tombinature è quella di un impalcato costituito da lastre prefabbricate precompresse con getto di completamento in opera verificato con carichi per ponti di 1° categoria. Tali opere sono illustrate nella tavole P5, P8 e P9 del presente progetto.

Tra le tipologie strutturali per gli impalcati sono state scelte le lastre prefabbricate per la facilità e velocità di posa e perché è possibile inserire polifere per sottoservizi nello strato di alleggerimento in polistirolo (eps).

3.2 DESCRIZIONE DELLE FASI ESECUTIVE

Operativamente si procederà in accordo alle fasi identificate dalla relazione sulla cantierizzazione da valle verso monte.
Per ogni tipologia di sezione verranno realizzati i seguenti lavori:

- lavori propedeutici e provvisionali se previsti quali demolizione e smontaggi di porzione di edifici interferenti oppure realizzazione di berlinese in micropali;
- scavo fino alle quote progettuali;
- esecuzione di opere in c.a. quali muri, cordoli e placcaggi;
- reinterri;
- posa di strutture prefabbricate;
- ripristini e finiture.

3.3 MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

L'intervento ricade nel comune di Genova ed in particolare nell'Unità Urbanistica 11 – Calcinara per il tratto di rio a valle della confluenza con il rio minore in sponda sinistra proveniente dalla collina degli Erzelli e Unità Urbanistica 12 – Borzoli Ovest entrambe classificate zone sismiche 4 dalla D.G.R. 19/11/10 n. 1362 entrata in vigore il 1° gennaio 2011.

Il tipo di intervento è, ai sensi del D.M. 14/01/08, nuova struttura ed è soggetto al deposito del progetto completo degli allegati richiesti presso lo Sportello Unico dell'Edilizia, il tipo di denuncia è "CA" opera in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso o in struttura metallica (art. 65 DPR 380/01).

Per la modellazione delle strutture sono stati individuati il sistema strutturale, i materiali costruttivi e lo stato di sollecitazione.
La modellazione del terreno è stata desunta dalla relazione geologica, parte integrante del presente progetto definitivo, a firma dello studio GMA (geoll. Gian Marco Coscione e Andrea Tognarelli). Tale relazione è stata redatta a seguito e sulla base dei risultati derivanti da una campagna geognostica effettuata dall'impresa M3D e da numerose prove di laboratorio sui campioni prelevati.

Per la modellazione delle strutture e per la loro successiva soluzione sono stati utilizzati i software di calcolo Max 10 e Pac 12 della Aztec Informatica che consentono il progetto e verifica di opere di sostegno tradizionali e paratie con il metodo degli elementi finiti in campo monodimensionale.

3.3.1 RICERCHE DI ARCHIVIO

Nell'ambito dello sviluppo del presente progetto definitivo sono state condotte ricerche presso gli archivi di Comune e Provincia di Genova per raccogliere materiale tecnico relativo ai manufatti esistenti. Tali approfondimenti, incrociati con gli esiti dei rilievi e delle prove in sito, si sono resi necessari per la conoscenza soprattutto delle parti su cui si è deciso di non intervenire o intervenire solo parzialmente.

In particolare si sono reperiti, presso l'ufficio per la difesa del suolo e delle acque della Città Metropolitana alcuni stralci del "progetto di copertura del corso d'acqua Rio Ruscarolo" nel tratto di piazzale Minoletti, da cui sono state desunte le geometrie dei muri esistenti da mantenere. Di tale progetto però sono state reperite solo alcuni stralci poiché non vigeva l'obbligo di deposito presso l'ex genio civile ed il Comune di Genova, committente dell'opera per problemi legati al proprio archivio non ha potuto fornire copia integrale.

Si è ottenuta, invece copia conforme dagli archivi della Citta Metropolitana (ex provincia e ex genio civile) del progetto esecutivo relativo alla tombinatura del rio Ruscarolo nel tratto

compreso tra piazzale Bruno Minoletti e traversa di via Borzoli conservato presso tali archivi e rubricato al numero di protocollo 6227 del 06-02-1985 completo di relazione finale, certificato di collaudo e prove sui materiali. Su tale tratto si è deciso di non intervenire.

3.4 MATERIALI UTILIZZATI

Tutti i materiali ed i prodotti per uso strutturale devono essere conformi a quanto contenuto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) in particolare al capitolo 11. Sono di seguito elencati i principali materiali previsti dal presente progetto:

3.4.1 ACCIAIO

- Per le armature di opere in C.A. è previsto acciaio in barre ad aderenza migliorata di classe B 450C (Ex feB44k Controllato);
- Per le armature dei micropali è previsto acciaio di qualità S355 JR.

3.4.2 CALCESTRUZZI PER GETTI IN OPERA

Calcestruzzo strutturale conforme alla norma EN 206, UNI 11104 e alle NTC:

- Calcestruzzo magro classe di resistenza C12/15 (Rck 15 MPa);
- Opere in c.a. classe di resistenza C35/45 (Rck 45 MPa);
- Malta per getto micropali tipo R425.

3.4.3 ELEMENTI PREFABBRICATI

Miscela di calcestruzzo (secondo UNI EN 206-1)

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio. Le quantità dei componenti l'impasto sono predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

Calcestruzzo

- classe di resistenza a compressione C45/55;
- resistenza cubica caratteristica Rck > 50 N/mm^2.

Acciaio per armatura lenta

Rete elettrosaldata e barre sagomate in acciaio trafilato del tipo B450C.

Le reti elettrosaldate e le barre sagomate sono controllate in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

- resistenza a rottura $f_{tk} > 540$ N/mm^2;
- resistenza a snervamento $f_{yk} > 450$ N/mm^2;
- allungamento $(A_{gt})_k > 7,5$ %;
- copriferro c = 3 cm.

Acciaio in trefoli per armatura pre-compressa

– tensione caratteristica all'1% di deformazione totale fp(1)k≥1670 N/mm^2
– tensione caratteristica di rottura fptk≥1860 N/mm^2
– allungamento sotto carico massimo Agt≥3.5%
– resistenza di calcolo fyd=fp(1)k/γs= fp(1)k/1.15=1452.17 N/mm^2
– modulo elastico normale E=210000 N/mm^2
– coefficiente di Poisson u=0.3
– coefficiente di dilatazione termica α=1.2·10-5 °C-1
– peso specifico γ=78.5 kN/m^3

4 CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI CALCOLO APPLICATA

4.1 MURI DI SOSTEGNO

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

4.1.1 METODO DI CULMAN

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni

con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

4.1.2 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \qquad \beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \text{arctg}(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \text{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

4.1.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si puo impostare $\eta_{rV} >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

4.1.4 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento sisulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \text{ tg } \delta_f + c_a B_r$$

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta *N* la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, *Q* l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = (N-Q) \text{ tg } \delta_f + S_p + c_a L_r$$

$$\text{con } L_r = B_r - L_c$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

4.1.5 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_q>=1.0

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c\, N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c coesione del terreno in fondazione;

ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;

γ peso di volume del terreno in fondazione;

B larghezza della fondazione;

D profondità del piano di posa;

q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \, tg \, \phi}$$

$$N_q = A \, tg^2(45° + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \, ctg \, \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \, tg \, (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = tg^2(45° + \phi/2)$$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

<u>Fattori di profondità</u>

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \qquad \text{per } \phi > 0$$

<u>Fattori di inclinazione</u>

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2 \qquad \text{per} \quad \phi > 0$$

$i_\gamma = 0$ per $\phi = 0$

4.1.6 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g >= 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma^n_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg}\phi_i \right)}{\Sigma^n_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

4.2 PARATIE

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso

monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la controspinta sarà assente.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adotterà la seguente notazione:

K_{am} diagramma della spinta attiva agente da monte

K_{av} diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata

K_{pm} diagramma della spinta passiva agente da monte

K_{pv} diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$D_m = K_{pm} - K_{av}$ e $D_v = K_{pv} - K_{am}$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione

si può agire con tre modalità :

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio

2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza

3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su tan(ϕ) e sulla coesione.

4.2.1 METODO DI CULMANN (METODO DEL CUNEO DI TENTATIVO)

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;

- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

4.2.2 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota h al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

4.2.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di **Mononobe-Okabe** (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con *W* il peso del cuneo e con *C* il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W*C$$

Indicando con *S* la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

4.2.4 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Le paratie possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.

I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;

2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;

3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano **N** lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, $\mathbf{c_a}$ l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, **D** ed $\mathbf{L_f}$ il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed **H** la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi\, D\, L_f\, \gamma\, H\, K_s\, tg\, \delta + \pi\, D\, L_f\, c_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi\, D\, \gamma\, H\, K_s\, tg\, \delta + \pi\, D\, c_a}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi\, d\, \tau_{c0}\, \omega}$$

dove **d** è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, **τ_{c0}** è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli (**ω = 1 - 0.075 [n trefoli - 1]**).

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo **$f1_{bd}$**.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di **L_f** si deve aggiungere la lunghezza di franco **L** che rappresenta la lunghezza del tratto che compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.

La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da

$$L_t = L_f + L$$

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione, β, che rappresenta il rapporto fra lo sforzo **N_0** al momento del tiro e lo sforzo **N** in esercizio

$$\beta = N_0 / N$$

4.2.5 VERIFICA ALLA STABILITA' GLOBALE

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1,10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) tg\phi_i}{m} \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine *m* è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa è risolta per successive approsimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di *m* ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

4.2.6 VERIFICHE IDRAULICHE

Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico i_C e il gradiente idraulico di efflusso i_E.

$$FS_{SIF} = i_C / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio γ_m del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua γ_w.

$$i_C = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico ΔH e la lunghezza della linea di flusso L.

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità D e larghezza D/2.

D rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto *W* e la pressione idrica al piede della paratia *U* dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 CARICHI E SOVRACCARICHI

I carichi e sovraccarichi considerati sono:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- carichi permanenti portati;
- azioni variabili da traffico;
- la spinta sulle opere di sostegno;
- i sovraccarichi presenti a monte delle opere di sostegno.

Per i sovraccarichi relativi agli attraversamenti si è assunto, per le azioni variabili da traffico, lo schema di carico 1 come da D.M. 14/01/2008 § 5.1.4.3 (verifiche globali) applicato con asse della condotta ortogonale o parallelo all'asse della strada, relativo a un mezzo convenzionale a due assi da 600 kN. – Ponte stradale di I categoria.

5.2 COMBINAZIONI

In accordo con le NTC 2008, le verifiche statiche relative alle opere di sostegno sono state condotte utilizzando l'approccio di progetto A1 che prevede l'utilizzo di due differenti combinazioni:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);

- Combinazione 2: (A2+M2+R2).

La prima combinazione, nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate, è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione, nella quale i parametri

di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

6 DATI SISMICI

In base alla Delibera della Giunta Regionale n°1362 del 19/11/2010 (In ottemperanza ai disposti del DM 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni. Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria) le Unità Urbanistiche del Comune di Genova 11 – Calcinara e 12 – Borzoli Ovest su cui insiste l'intervento sono entrambe classificate zone sismiche 4.

Con il D.M. 14/01/2008 l'azione sismica di riferimento viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione.


Via Borzoli
Via Giotto
Via Borzoli
Via Borzoli
Via Borzoli

Parametri sismici geologici:
Categoria sottosuolo: E
Categoria topografica: T1

STATO LIMITE	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc [s]
SLO	60	0,031	2,531	0,211
SLD	101	0,037	2,553	0,239
SLV	**949**	**0,083**	**2,544**	**0,299**
SLC	1950	0,105	2,544	0,306

7 PARAMETRI RELATIVI AL TERRENO

7.1 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

7.1.1 VALORI DI CALCOLO

Per la redazione del presente elaborato si sono prese in considerazione le informazioni contenute nella relazione geologica definitiva che costituisce parte integrante del presente progetto redatta dallo Studio Associato GMA a firma congiunta geologici Gian Mario Coscione e Andrea Tognarelli, contenente anche i risultati delle prove e dei sondaggi eseguiti in sito.

In particolare la campagna geognostica, realizzata dall'impresa M3D, ha previsto 8 sondaggi a carotaggio continuo abbinati a prove SPT in foro e al prelievo di campioni rimaneggiati e indisturbati ed è stata corredata dall'esecuzione di 3 stese sismiche realizzate con il metodo abbinato a rifrazione + MASW.
Con i dati derivanti da tali prove e dalle stratigrafie e le sezioni geologiche interpretative sono state identificate quattro stratigrafie di progetto corrispondenti alle seguenti zone:

- Stratigrafia 1 – corrispondente alla zona del parcheggio tra via Borzoli e via Sparta risultante dal sondaggio "S8", in tale zona sono previste le nuove opere per il rifacimento dell'attraversamento di via Borzoli;
- Stratigrafia 2 – corrispondente alla zona compresa tra la traversa di via Borzoli ed il piazzale Tobi risultante dai sodaggi "S1", "S2";
- Stratigrafia 3 – corrispondente alla zona compresa tra il ponte Phe Termal ed il ponte di via Borzoli risultante dai sodaggi "S3", "S4";
- Stratigrafia 4 – corrispondente alla zona compresa tra il piazzale Wihelmsen Maritime Services ed il campo sportivo risultante dai sodaggi "S5", "S6".

Tali stratigrafie, in accordo a quanto contenuto nella relazione geologica, sono caratterizzate dai seguenti parametri geologici da utilizzare come input nel software di calcolo (che li trasformerà in valori di progetto applicando gli opportuni coefficienti):

Stratigrafia 1 a – microarea 1

sondaggio 7 – utilizzata per la verifica dei manufatti esistenti

Terreni di riporto antropici, asciutti (dal piano stradale a -4.00 m)

Ps = 17 kN/mc c = 0 kPa φ = 27° (valori bibliografici)

Terreni alluvionali (da quota -4.00 m a quota -12.00 m)

Ps = 19 kN/mc c = 8 kPa φ = 31° (valori caratteristici)

Stratigrafia 1 b – microarea 1

sondaggio 8 – utilizzata per la verifica della berlinese nuovo attraversamento

Terreni di riporto antropici, asciutti (dal piano stradale a -2.60 m)

Ps = 17 kN/mc c = 0 kPa φ = 27° (valori bibliografici)

Terreni alluvionali (da quota -2.60 m a quota -8.00 m)

Ps = 19 kN/mc c = 8 kPa φ = 31° (valori caratteristici)

Substrato metabasaltico (da quota -8.00 m a quota -10.00 m)

Ps = 27,30 kN/mc c = 400 kPa φ = 35° (valori bibliografici)

Stratigrafia 2 – microarea 2

Terreni di riporto antropici (dal piano stradale a -3.50 m)

Ps = 17 kN/mc c = 0 kPa φ = 27° (valori bibliografici)

Terreni alluvionali (da quota -3.50 m a quota -8.45 m)

Ps = 19 kN/mc c = 8 kPa φ = 31° (valori caratteristici)

Argilla marnosa con livelli sabbiosi. Formazione di Ortovero. (da quota -8,45 m a quota -12,37 m)

Ps = 16 kN/mc c = 8 kPa φ = 28° (valori caratteristici)

Stratigrafia 3 – microarea 3

Terreni di riporto antropici (dal piano stradale a -3.00 m)

Ps = 17 kN/mc c = 0 kPa φ = 27° (valori bibliografici)

Terreni alluvionali (da quota -3.00 m a quota -7.25 m)

Ps = 19 kN/mc c = 8 kPa φ = 31° (valori caratteristici)

Argilla marnosa con livelli sabbiosi. Formazione di Ortovero. (da quota -7,25 m a quota -12,10 m)

Ps = 18 kN/mc c = 4 kPa φ = 28° (valori caratteristici)

Stratigrafia 4 a – microarea 4

Sondaggio 5 utilizzata per la verifica dei muri in c.a. tradizionali

Terreno di riporto antropici (dal piano stradale a -3.00 m)

Ps = 17 kN/mc c = 0 kPa φ = 27° (valori bibliografici)

Terreni alluvionali (da quota -3.00 m a quota -12.30 m)

Ps = 17,5 kN/mc c = 9,5 kPa φ = 30° (valori caratteristici)

Stratigrafia 4 b – microarea 4

Sondaggio 6 utilizzata per la verifica della spalla ponte Centro del Ponente

Terreno di riporto antropici (dal piano stradale a -4.50 m)

Ps = 17 kN/mc c = 0 kPa φ = 27° (valori bibliografici)

Substrato metabasaltico (da quota -4.50 m a quota -12 m)

Ps = 27,9 kN/mc c = 400 kPa φ = 35°

Presenza di acqua di falda

La falda, dai risultati dei sondaggi, interferisce parzialmente con l'opera ed è situata ad una quota media pari a 3 metri dal piano di campagna.

Reinterro a tergo delle opere di sostegno

Dove si prevedono muri tradizionali dovrà essere effettuato un riempimento con materiale a grana grossa selezionato e compattato aventi migliori caratteristiche geotecniche ed alta permeabilità (Ps= 18 kN/mc e $\varphi = 35°$).

8 MANUFATTI DI PROGETTO

8.1 VERIFICA MANUFATTI ESISTENTI

8.1.1 MURO DI SOSTEGNO PIAZZALE MINOLETTI

Nella zona di piazzale Bruno Minoletti – microarea 1 stratigrafia 1 a - si provvederà al rifacimento della soletta di copertura alle nuove quote dettate dalle verifiche idrauliche conservando i muri di sostegno esistenti.

In particolare gli stessi verranno riverificati con la nuova geometria a seguito del prolungamento della fondazione di valle per formare una platea e l'innalzamento dovuto al nuovo cordolo, secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Verranno omesse le verifiche delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione ed il progetto delle armature poiché questi manufatti non saranno sottoposti a carichi sensibilmente superiori rispetto agli attuali e da un esame visivo non appaiono segni di appaiono segni di affaticamento o lesioni di alcun genere.

Dopo la demolizione della soletta, che dovrà avvenire a campioni per prevenire eventuali deformazioni o rotazioni delle opere di sostegno, si realizzerà un collegamento delle fondazioni mediante creazione di una platea continua collegata alle fondazioni dei muri esistenti per aumentare i coefficienti di sicurezza delle verifiche dei muri e per evitare infiltrazioni di acqua e scalzamenti del piano di fondazione. Si realizzerà in sommità dei muri un nuovo cordolo in c.a. che costituirà il nuovo appoggio della copertura e ripartirà il carico della stessa uniformemente sui muri esistenti.

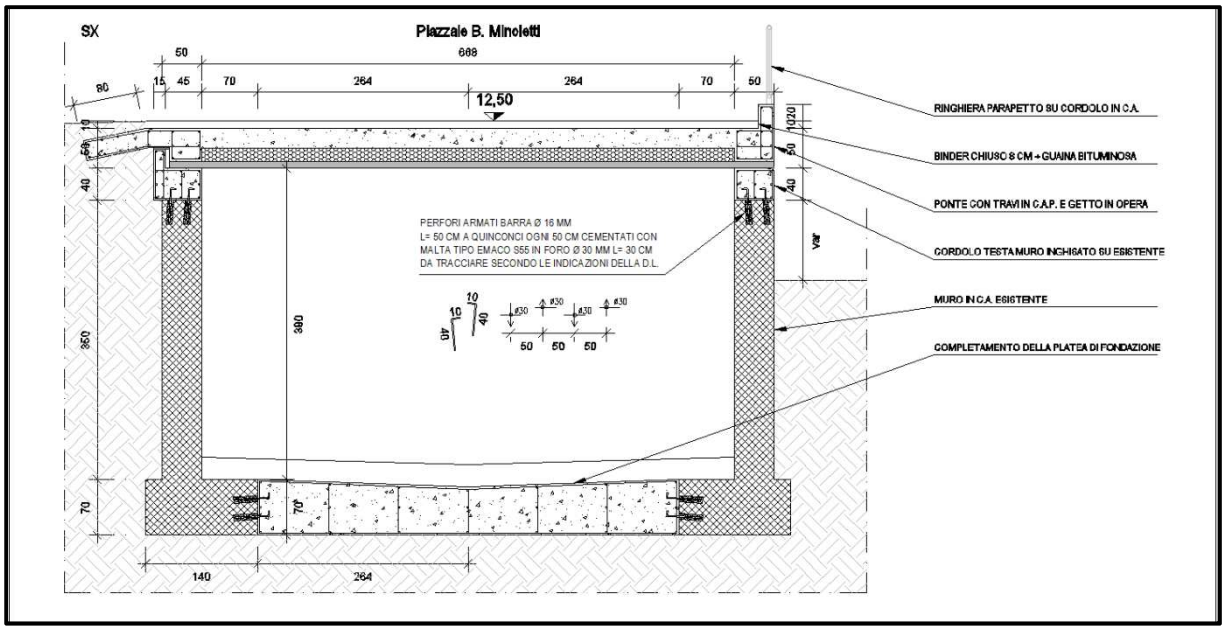


Figura 8.1: Opere sui manufatti esistenti

8.2 MURO IN C.A. TRADIZIONALE

8.2.1 SEZIONE TIPO

Dove gli spazi lo consentono e dove non ci sono manufatti da proteggere si è scelto un muro tradizionale in c.a. Il muro tipo sarà fondato ad un metro al di sotto del fondo alveo e raggiungerà un'altezza massima del paramento pari a 5 m. Lo spessore sarà costante e pari a 40 cm la fondazione sarà sagomata in modo da soddisfare le verifiche di stabilità.

Tale sezione è messa in opera nelle microaree 2, 3 e 4a, si riportano di seguito ed in appendice le sole verifiche condotte per la stratigrafia 4a critica rispetto alle precedenti.

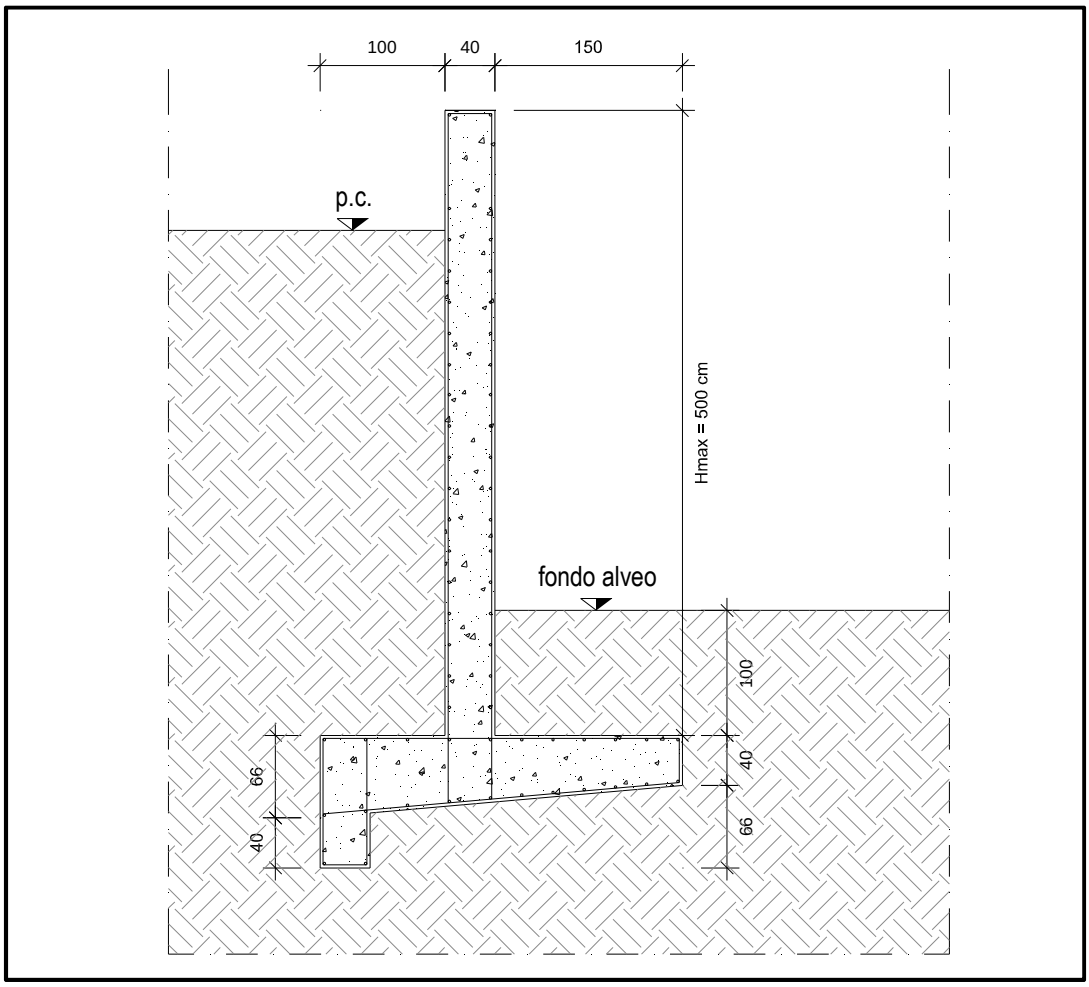


Figura 7.2: Sezione tipologica muro in c.a.

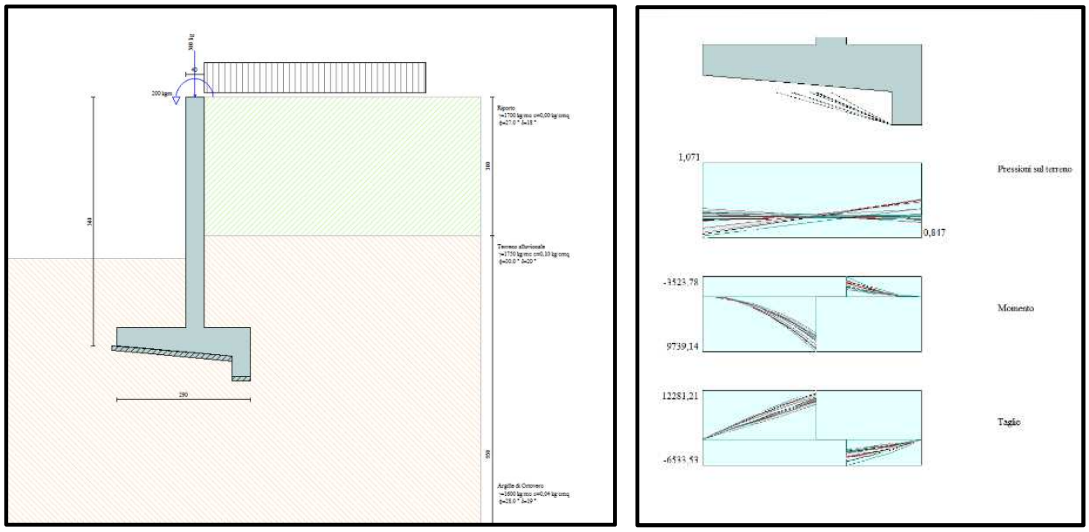


Figura 7.2: Schema dell'opera e Inviluppo delle sollecitazioni in fondazione

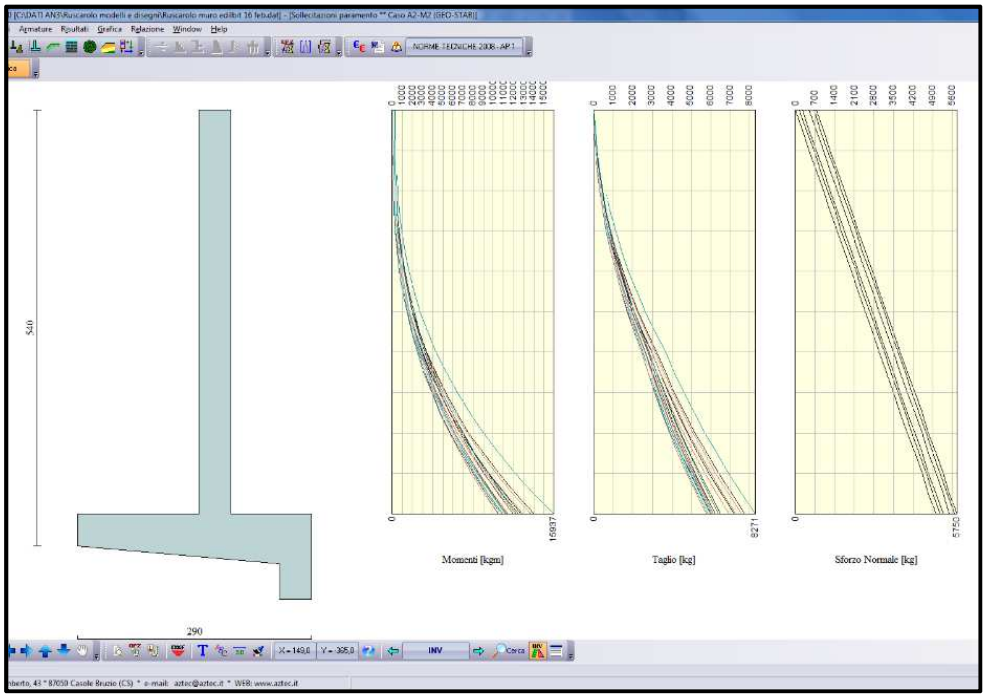


Figura 7.3: Inviluppo delle sollecitazioni sul paramento

La sezione tipologica è unica, anche se variano le quote di posa del manufatto in accordo con il profilo longitudinale dell'opera, ed è stato verificato che il paramento contenga in ogni punto il massimo livello imposto dal carico cinetico o dalla portata duecentennale incrementata di 50 cm. Solo dove il rio si trova in adiacenza alla nuova sistemazione della via Borzoli sarà necessario, per rispettare le dimensioni del marciapiede, contenere l'altezza del paramento e realizzare un parapetto di spessore pari a 20 cm.

Lo scavo di fondazione verrà effettuato mantenendo sempre scarpate con pendenza massima 2/3 e prima della realizzazione del manufatto verrà posto in opera uno strato di magrone di spessore minimo pari a 5 cm.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno;
- Verifica a ribaltamento;
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);
- Verifica della stabilità globale;

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Il progetto e le verifiche sono state condotte mediante software di calcolo e le ipotesi assunte ed i risultati ottenuti sono contenuti nell'allegato alla presente relazione contenente la relazione di output con i tabulati di calcolo.

8.3 BERLINESE IN MICROPALI

8.3.1 SEZIONE TIPO - SEMPLICE

Le opere per il contenimento dei fronti di scavo in presenza di manufatti o dove c'è carenza di spazio sono costituite da una berlinese in micropali provvisionale rivestita da un paramento definitivo in c.a. che costituirà il nuovo argine. La berlinese, in ogni sezione tipologica, sarà costituita da micropali verticali trivellati del diametro pari a 200 mm, infissi per una lunghezza pari a 8 metri, con interasse di 50 cm, armati con un tubo di diametro pari a 139,7 mm spessore 8 mm.

Ogni 240 cm è prevista l'infissione di un tirante passivo di lunghezza pari a 21,5 m, realizzato in analogia agli elementi della berlinese inclinato di 60° sull'orizzontale di diametro pari a 200 mm armato con un tubo di diametro pari a 139,7 mm spessore 8 mm che risulti infisso sufficientemente nel sottostante substrato roccioso. Il tirante svolgerà una mera funzione provvisionale e una volta ultimato il paramento in c.a. non assolverà alcuna funzione statica. La presenza dello stesso non costituirà perciò servitù alcuna per i proprietari dei terreni in fregio all'opera.

Questa tipologia di opera è prevista nelle microaree 2 e 3 ma si riportano di seguito ed in appendice le sole verifiche condotte per la stratigrafia relativa alla microarea 2 critica rispetto alla seconda.

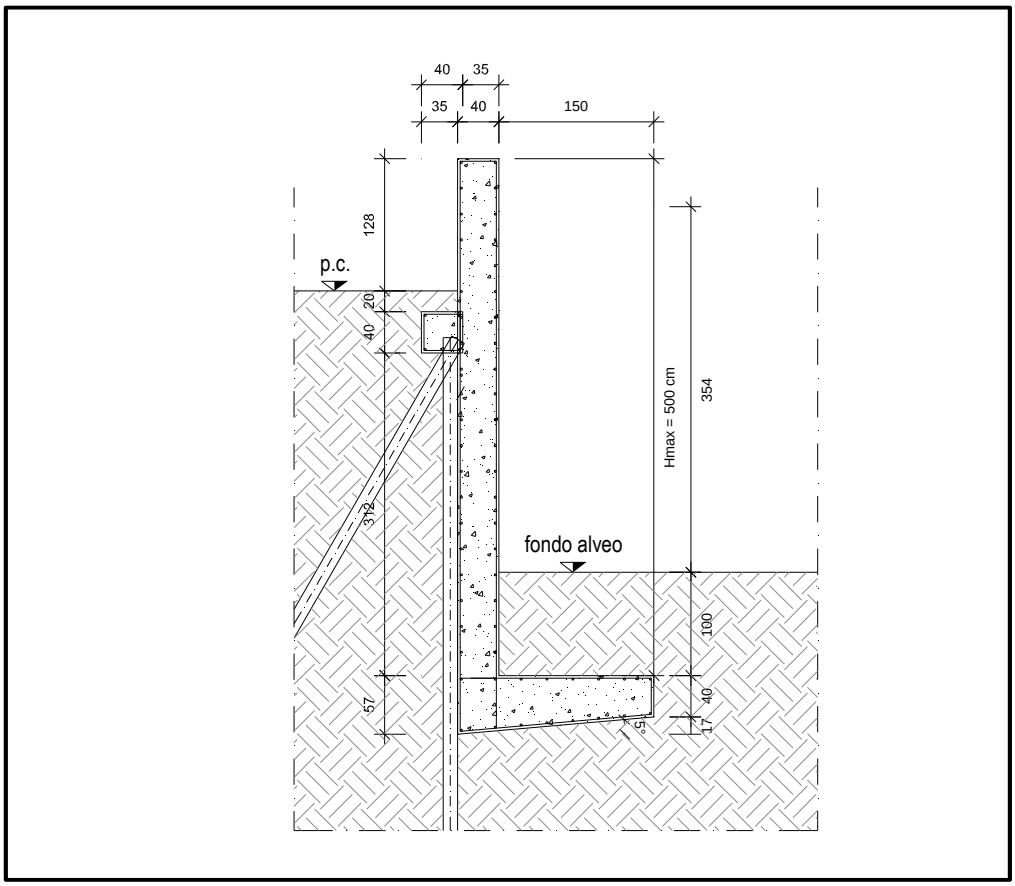


Figura 7.4: Sezione tipologica paratia in micropali

Le principali caratteristiche della paratia sono:

Altezza massimo di scavo	4,50 m
Numero file di tiranti passivi	1
Diametro perforazione micropali	200 mm
Interasse micropali	0,5 m
Lunghezza micropali	8 m
Armatura micropali	tubo diam. esterno 139 mm spessore 8 mm
Interasse tiranti	2,4 m

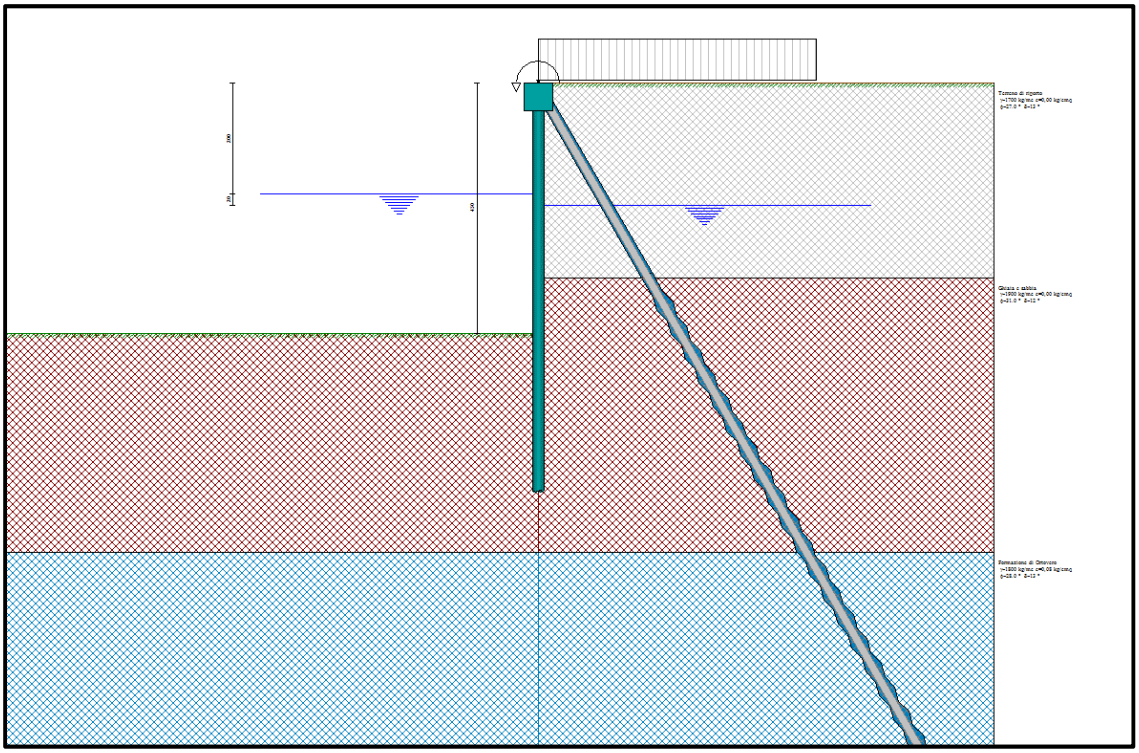


Figura 7.5: Schema dell'opera

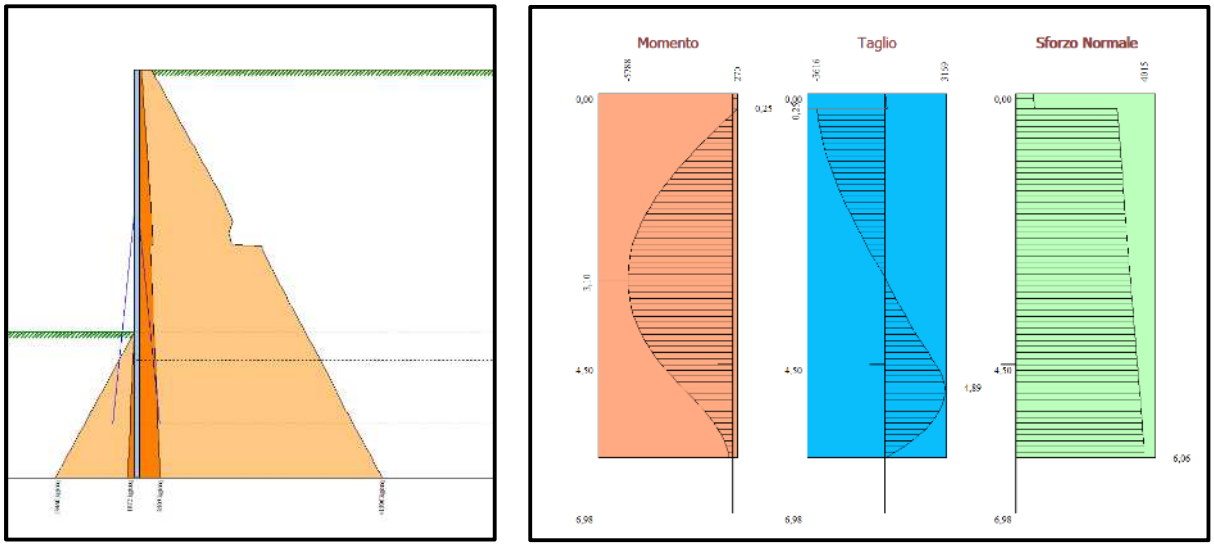


Figura 7.6: Diagrammi delle pressioni e sollecitazioni

Il calcolo della paratia viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della profondità di infissione;
- Calcolo delle spinte (mediante il metodo del cuneo di tentativo di Culmann);
- Calcolo dei tiranti;

- Verifica alla stabilità globale.

Il progetto e le verifiche sono state condotte mediante software di calcolo e le ipotesi assunte ed i risultati ottenuti sono contenuti nell'allegato alla presente relazione contenente la relazione di output con i tabulati di calcolo.

8.3.2 SEZIONE TIPO - CON SBALZO

In sponda destra del rio in prossimità delle attività produttive Phe Termal, Alba e Bodrato e ancora in sponda destra difronte al centro del Ponente, è stata prevista la realizzazione di uno sbalzo costituito da una berlinese in micropali rivestita da un paramento definitivo in c.a. dotata di una mensola in c.a. La berlinese, in analogia alle precedenti soluzioni sarà costituita da micropali verticali trivellati del diametro pari a 200 mm, infissi per una lunghezza pari a 8 metri, con interasse di 50 cm, armati con un tubo di diametro pari a 139,7 mm spessore 10 mm.

Questa tipologia di opera è prevista nelle microaree 3 e 4 a ma si riportano di seguito ed in appendice le sole verifiche condotte per la stratigrafia relativa alla microarea 3 critica rispetto alla seconda.

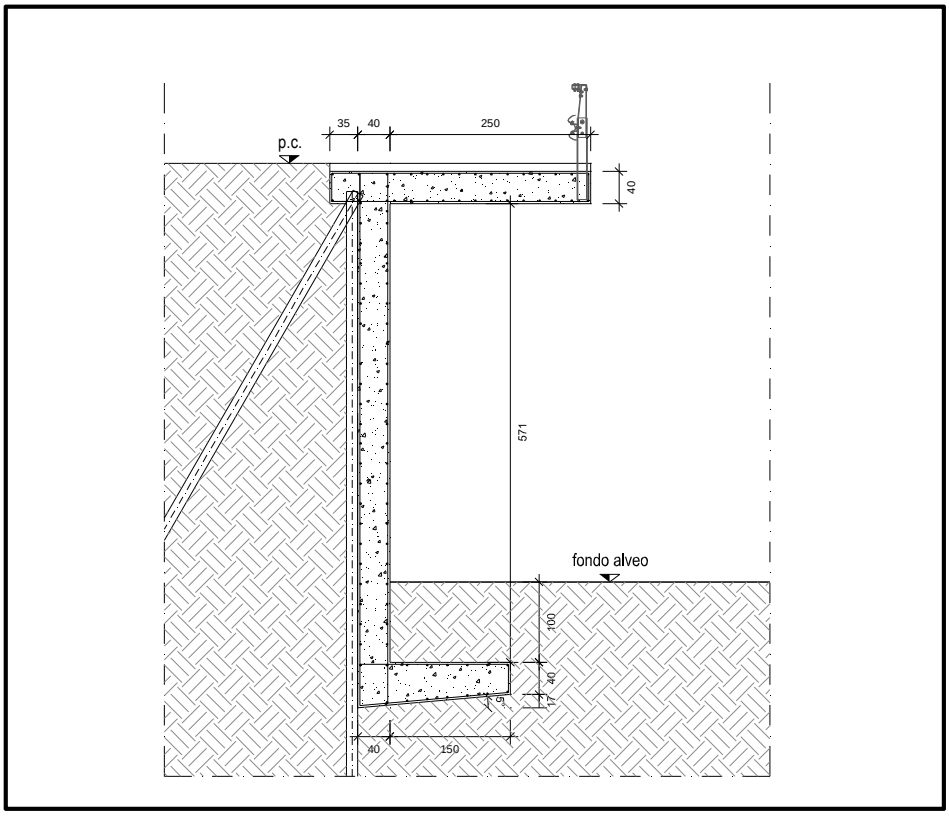


Figura 7.7: Sezione tipologica paratia in micropali con sbalzo

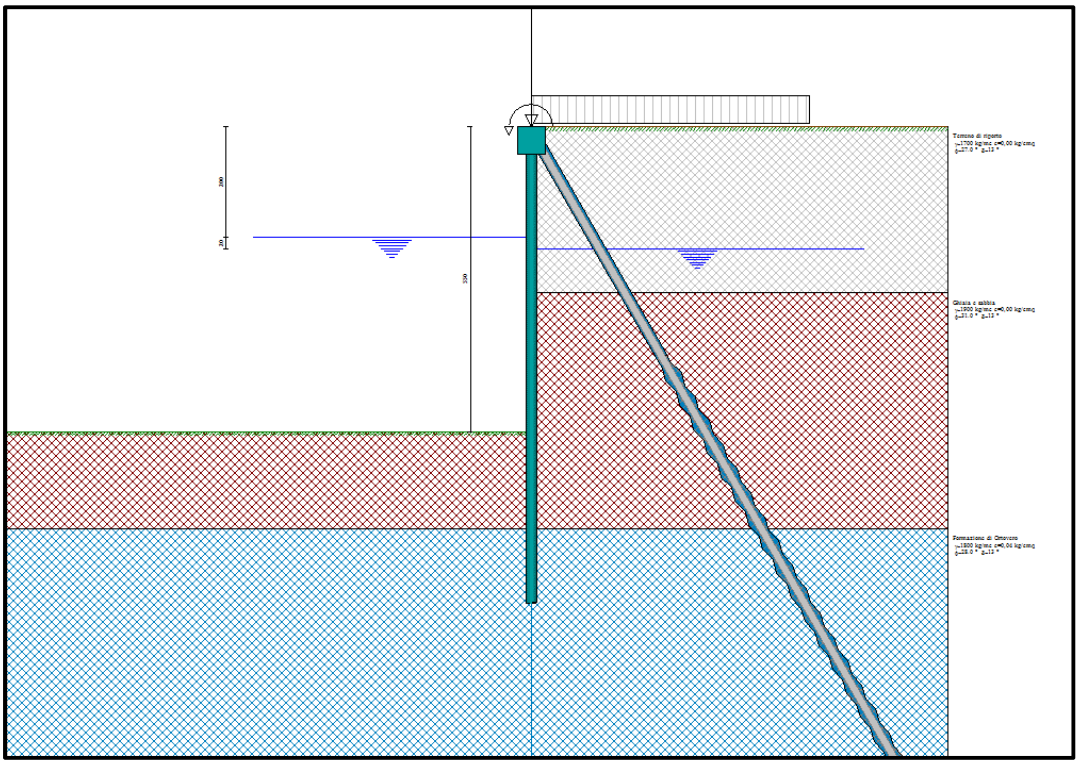


Figura 7.8: Schema dell'opera con lo sforzo trasmesso dalla mensola

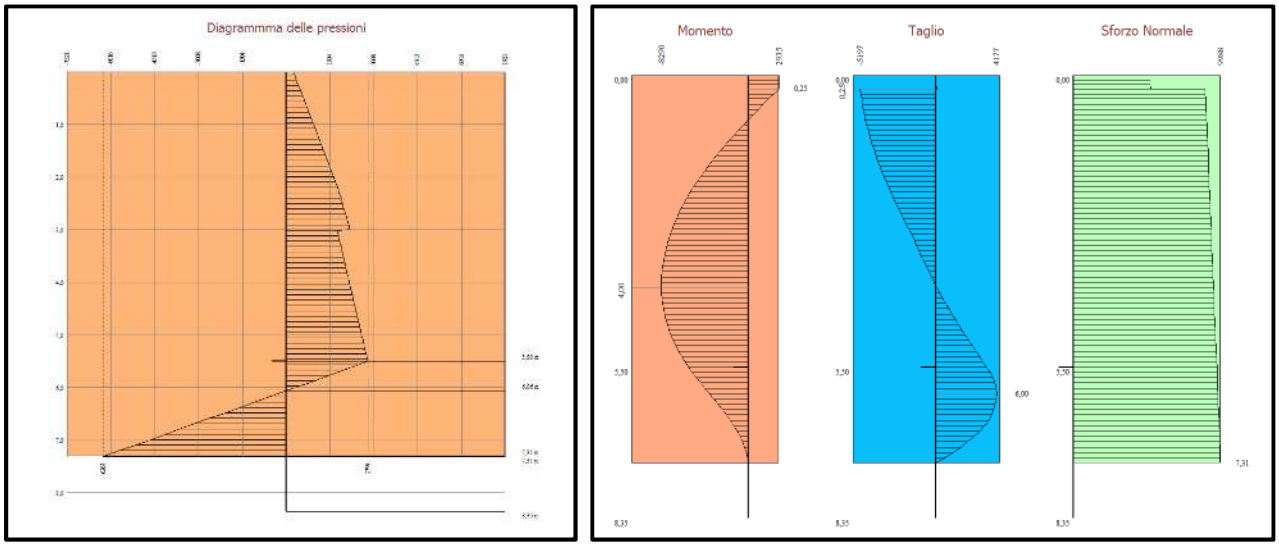


Figura 7.9: Diagrammi delle pressioni e sollecitazioni

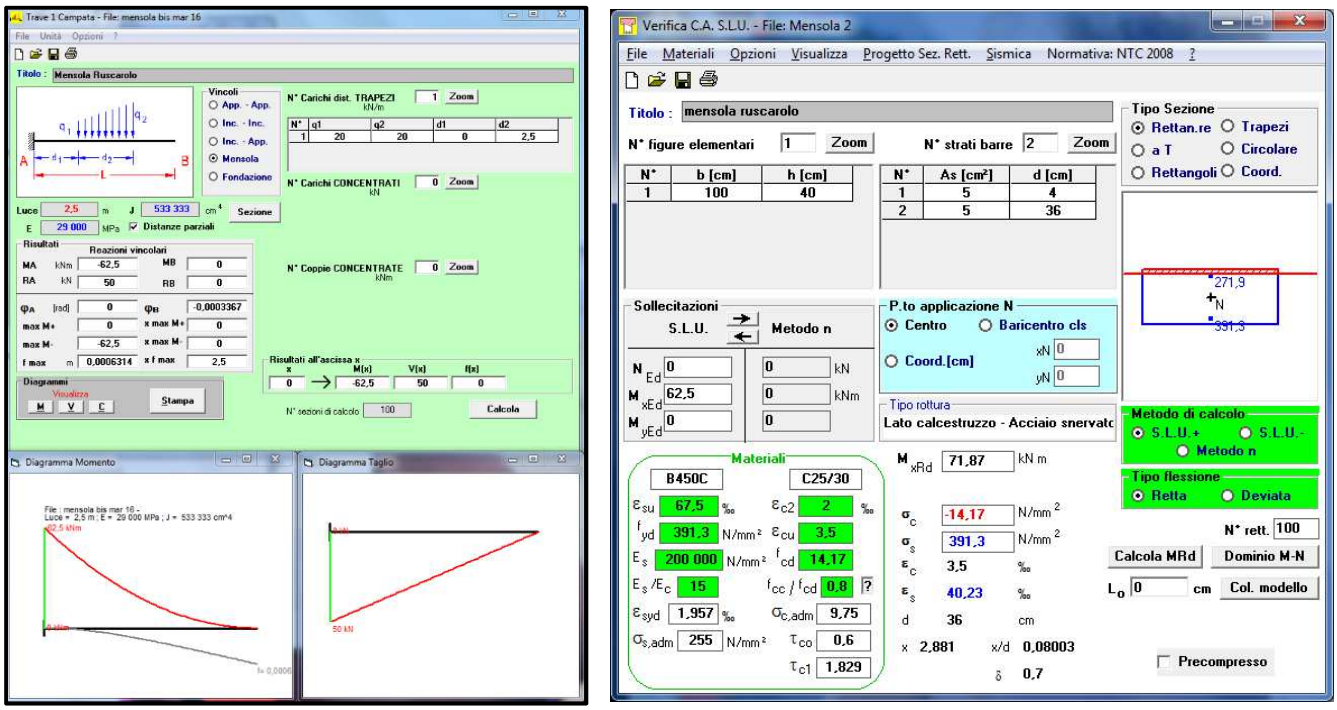


Figura 7.10: Verifica della sezione in c.a. della mensola

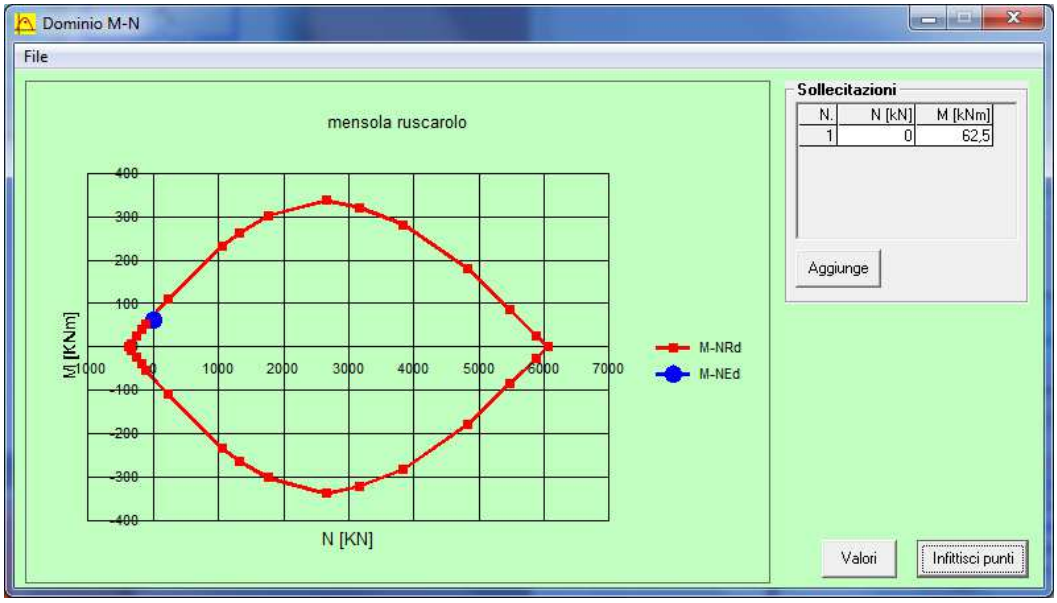


Figura 7.11: Dominio di rottura

Gli sbalzi, ad eccezione del tratto situato in sponda destra all'altezza del ponte Centro del Ponente (sezione strutturale 19), sono opere "private" pertanto sono descritte e dimensionate ma non potranno essere inserite nell'appalto e nel computo metrico estimativo. Tali opere assentite dal punto di vista idraulico ed edilizio potranno essere realizzate dai privati stessi contemporaneamente o successivamente alle altre lavorazioni in appalto. Per la realizzazione dello sbalzo si riportano due soluzioni: la prima in cemento armato tradizionale da utilizzarsi per la sezione 19 e per le opere che venissero realizzate contemporaneamente al paramento ed una soluzione in acciaio da utilizzarsi se l'opera venisse realizzata successivamente al paramento.

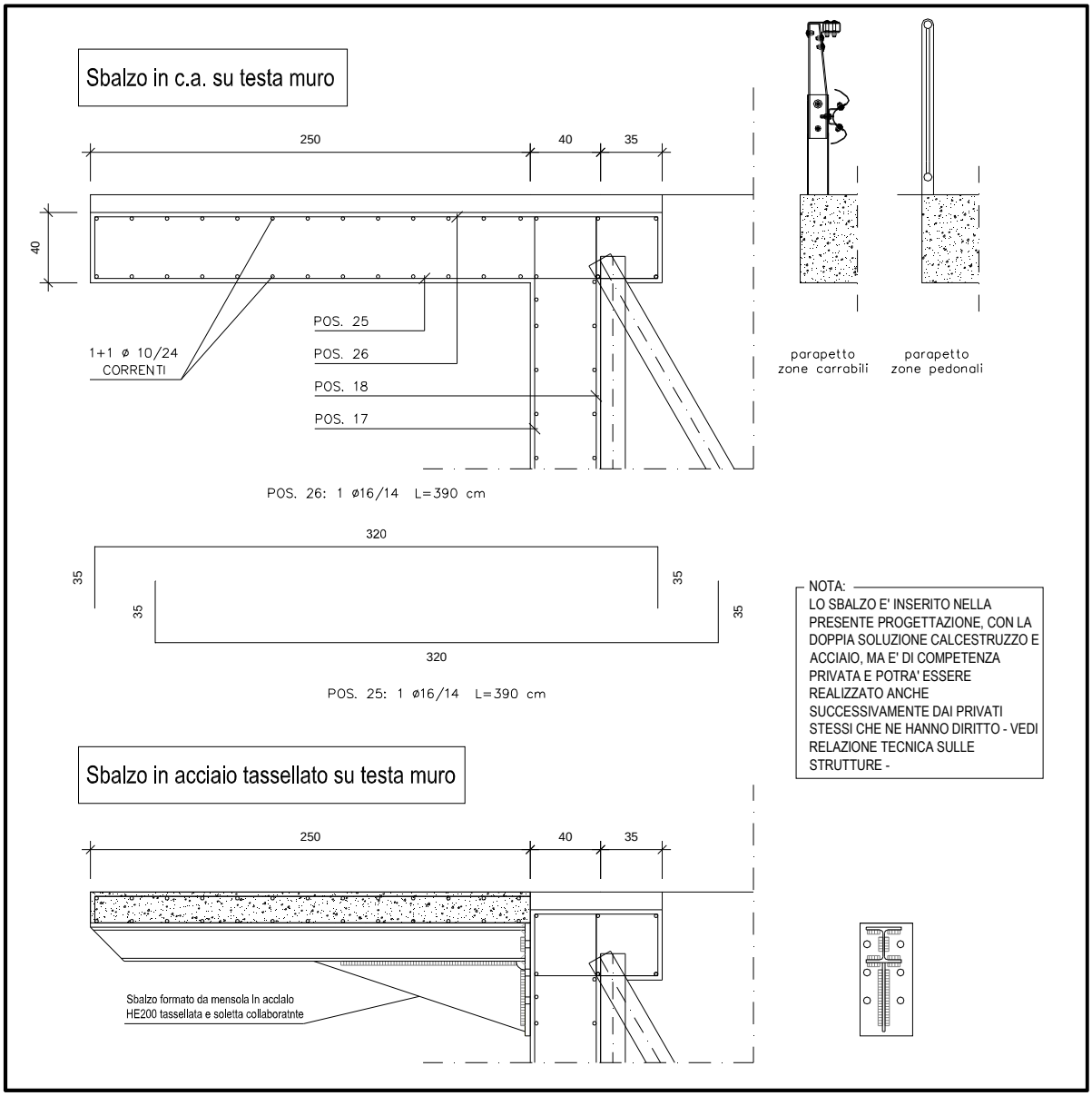


Figura 7.12: Tipologie di sbalzo

8.3.3 SEZIONE TIPO – SPALLA DA PONTE

Per le spalle degli attraversamenti carrabili si è utilizzata la seguente sezione tipologica costituita da una berlinese in micropali rivestita da un paramento definitivo in c.a. dotata di un cordolo modellato per l'appoggio della struttura prefabbricata del ponte. La berlinese, in analogia alle precedenti soluzioni sarà costituita da micropali verticali trivellati del diametro pari a 200 mm, infissi per una lunghezza pari a 8 metri, con interasse di 50 cm, armati con un tubo di diametro pari a 139,7 mm spessore 8 mm.

Questa tipologia di opera è prevista nelle microaree 1 (sondaggio 8), 2, 3 e 4b (sondaggio 6) ma si riportano di seguito ed in appendice le sole verifiche condotte per la stratigrafia relativa alla microarea 2 critica rispetto alla seconda.

La berlinese è stata verificata con i carichi ordinari e quelli (teorici) trasmessi dall'impalcato caricato con i carichi da ponte di prima categoria.

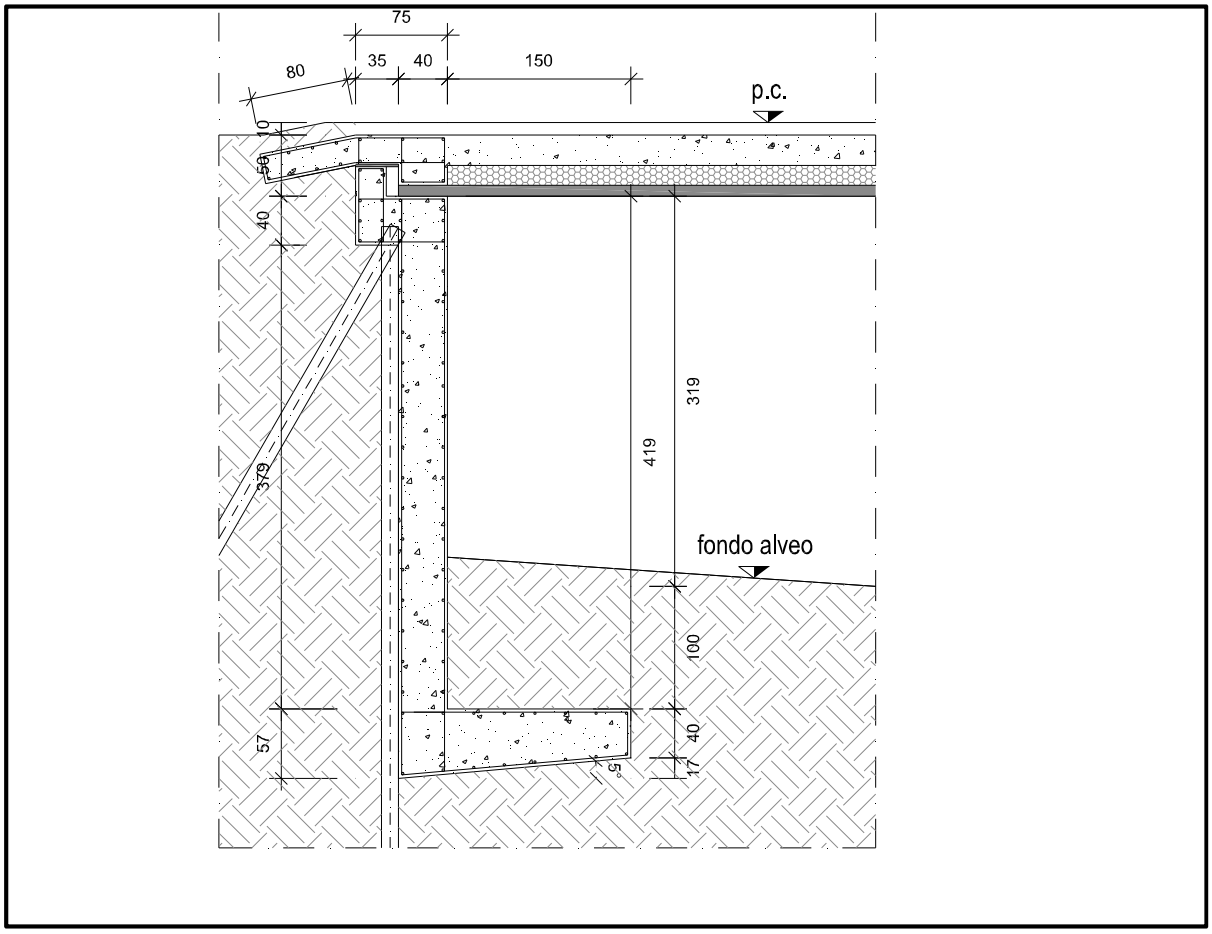


Figura 7.13: Sezione tipologica paratia – spalla ponte

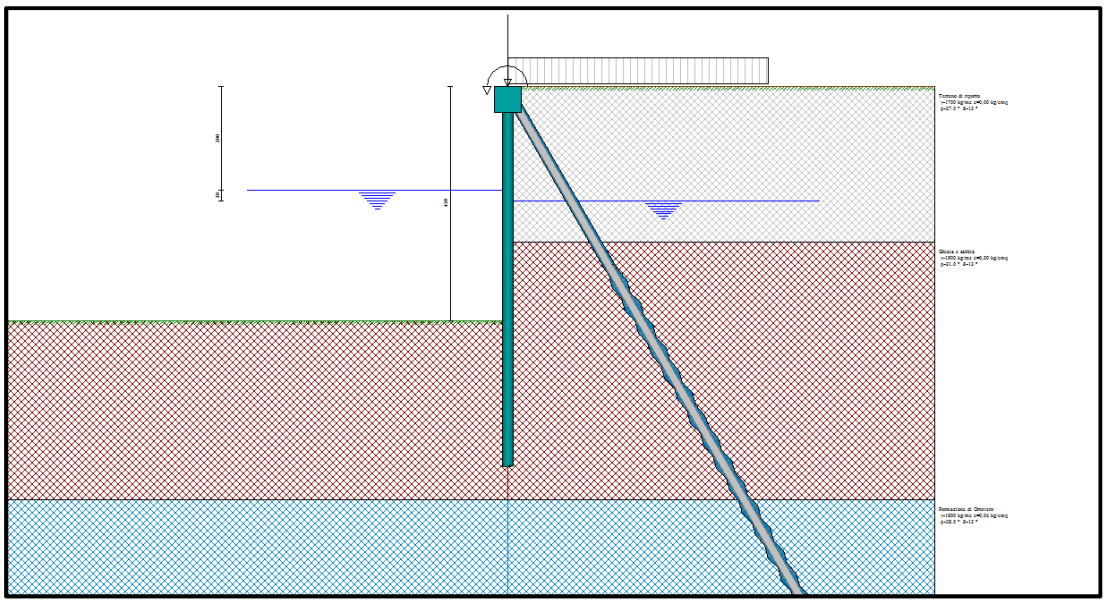


Figura 7.14: Schema dell'opera con lo sforzo trasmesso dalla mensola

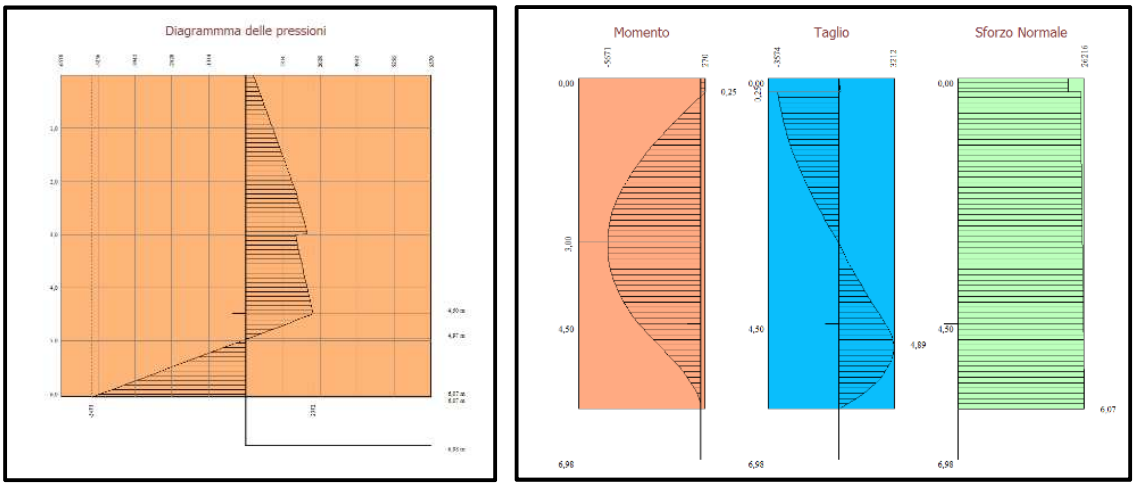


Figura 7.15: Diagrammi delle pressioni e sollecitazioni

8.4 ELEMENTI PREFABBRICATI PER PONTI E COPERTURE

8.4.1 DESCRIZIONE

Gli attraversamenti carrabili, sono risolti mediante l'impiego di lastre nervate prefabbricate in cemento armato precompresso autoportanti, semplicemente appoggiate agli estremi, con alleggerimento in Polistirolo Espanso Sintetizzato. Completate in opera mediante getto integrativo (soletta). Lo spessore del manufatto in opera sarà pari a 30 cm di manufatto prefabbricato, 20 cm di soletta di completamento e 10 cm di pavimentazione stradale in asfalto (Totale 60 cm). Il manufatto dovrà essere fornito dal produttore di appositi schemi di montaggio, dei certificati di conformità e di relazione di calcolo che dimostri la possibilità di impiego per carichi stradali di prima categoria.

Tale tecnologia è stata scelta per la semplicità e velocità di esecuzione, considerando che la viabilità durante i lavori dovrà essere sempre garantita, e per la possibilità di inserire cavidotti per tutta la lunghezza dell'impalcato in corrispondenza di blocchi in eps.

Inoltre questi manufatti, avendo un mercato limitato, vengono prodotti ad hoc dai prefabbricatori senza creare giacenze di magazzino, è per questo che è possibile produrre pezzi specifici a seconda della forma in pianta del ponte senza sensibili incrementi di costo. In particolare è possibile produrre pezzi a parallelogramma con angoli non retti (forma a mustacciolo) oppure a forma trapezia generica per adattarsi al disegno del progetto architettonico. Ulteriore vantaggio di tale tecnologia è la possibilità di realizzare il ponte in due fasi mantenendo in esercizio la viabilità mediante un senso unico alternato e senza interrompere il traffico lungo l'infrastruttura in accordo a quanto previsto dagli elaborati relativi alla cantierizzazione del presente progetto.

Tutti i dati relativi alle ipotesi di progetto (analisi dei carichi, natura del terreno, etc.) devono essere verificati e approvati dall'impresa.

I manufatti dovranno giungere in cantiere corredati da apposita relazione di calcolo, timbrata e firmata da un professionista abilitato, e dalle certificazioni di legge.

8.5 OPERE STRUTTURALI ACCESSORIE

8.5.1 PARAPETTO ARGINE ESISTENTE

Nel tratto compreso tra il ponte di traversa di via Borzoli fino al ponte di passo Ruscarolo è necessario alzare gli argini esistenti per contenere il profilo del carico cinetico.

Pertanto si realizzerà per un tratto di 71,50 m un doppio parapetto in c.a. dell'altezza pari a 1 metro e dello spessore pari a 20 cm, il manufatto sarà armato con un doppio foglio di rete

elettrosaldata diam. 8 mm maglia 15x15 cm e saranno resi solidali ai manufatti esistenti mediante l'inghisaggio di barre diam. 14 mm sigillate con resina epossidica.

8.5.2 BRIGLIA IN C.A.

Per esigenze descritte nella relazione idraulica, parte integrante del presente progetto, è stata inserita tra le sezioni idrauliche 28 e 27.9 una briglia in c.a. Detto manufatto sarà realizzato in calcestruzzo armato ordinario gettato in opera e servirà anche come raccordo tra le fondazioni dei paramenti dei rivestimenti dei nuovi argini che a causa della briglia si presenteranno a quote sfalsate (esattamente dell'altezza della briglia stessa). A valle del manufatto sarà realizzata una protezione in massi naturali per l'intera larghezza dell'alveo e per una lunghezza pari a 7 metri.

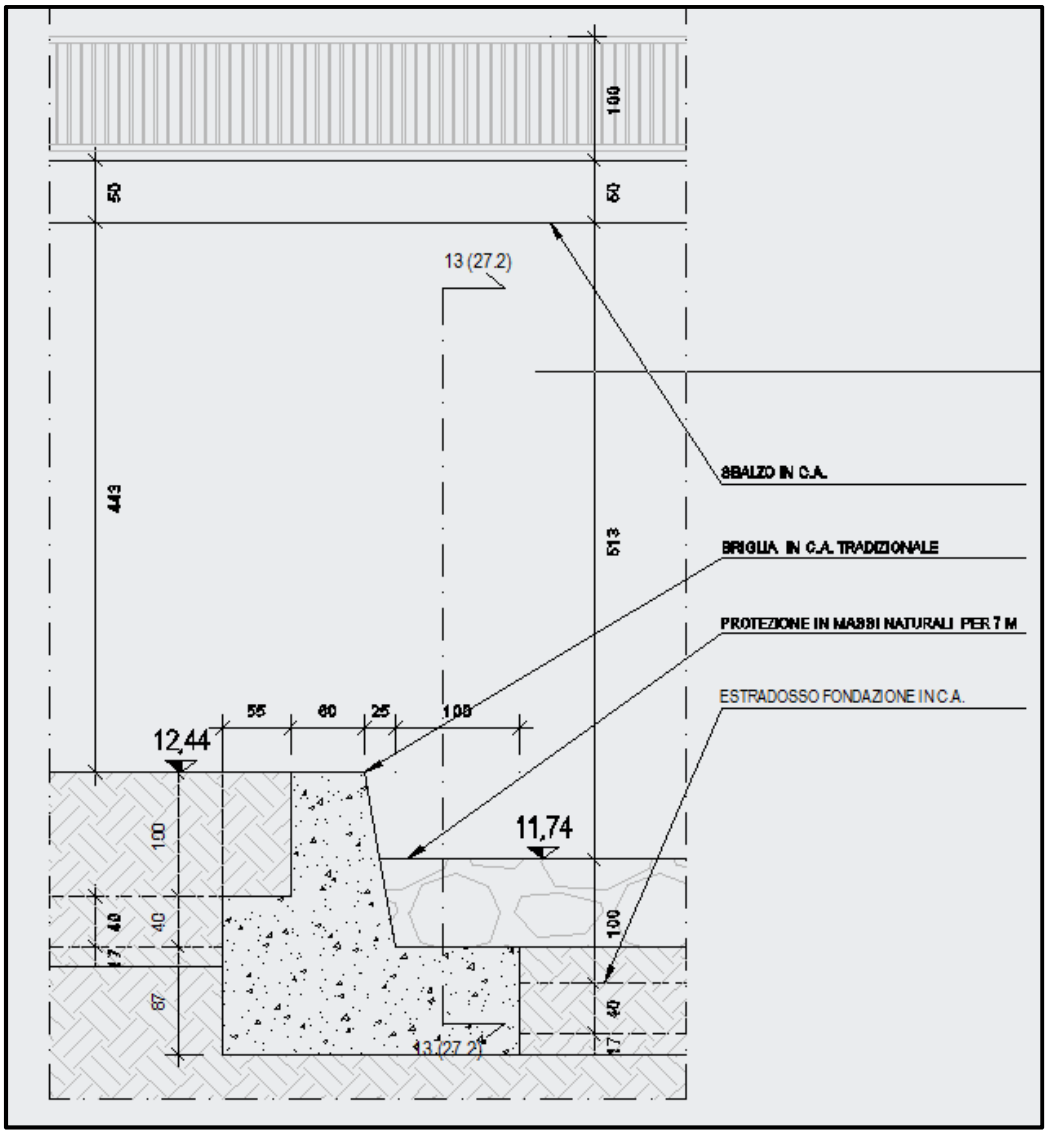


Figura 8.1: Sezione tipologica briglia

8.5.3 RAMPA DI ACCESSO ALL'ALVEO

Per permettere regolari manutenzioni in alveo è prevista una rampa permanente di acceso all'alveo con accesso da passo Ruscarolo. La rampa della lunghezza di circa 10 metri e della larghezza di circa tre verrà realizzata con muri in c.a. con altezza del paramento variabile da 1 a 5 metri e spessore dello stesso costante e pari a 40 cm come si evidenzia nel particolare grafico contenuto nella tavola "S1", questi manufatti verranno impostati alla stessa quota dei muri d'argine con un riempimento di massi cementati per formare la rampa.

8.5.4 INTERVENTO RIO ZOAGLI

Il tratto terminale del rio Zoagli necessita per motivi idraulici una risagomatura del fondo subito prima del tratto tombato sotto via Borzoli. L'intervento in progetto, descritto nell'elaborato strutturale "S4" del presente progetto definitivo, prevede la demolizione del fondo dell'alveo costituito da formazioni rocciose affioranti fino all'ottenimento del profilo di progetto, la sottomurazione in calcestruzzo degli argini effettuata a campione e la realizzazione di un intonaco di malta cementizia di collegamento e consolidamento di spessore pari a 10 cm armato con rete elettrosaldata diametro 8 mm e maglia 15x15 cm.

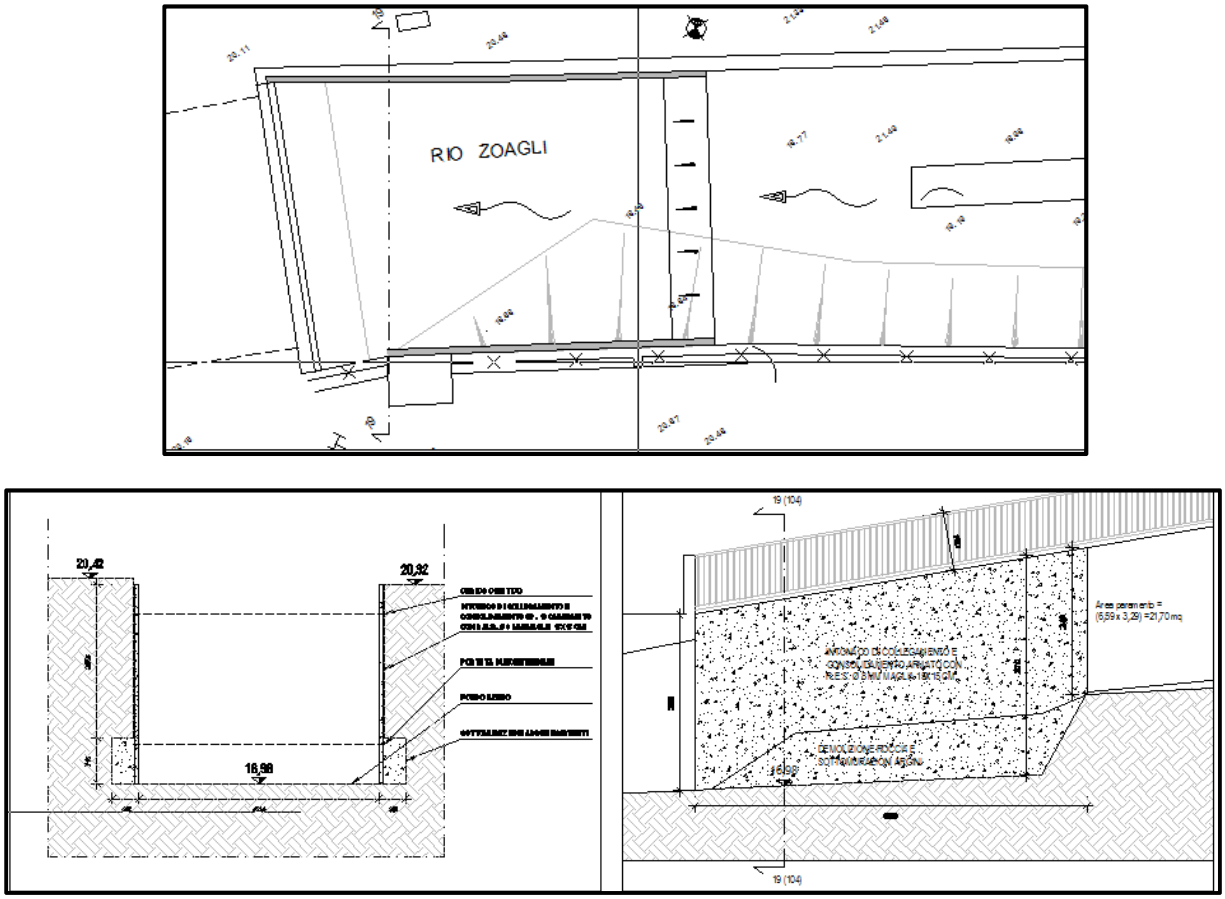


Figura 8.2: Interventi al tratto terminale del rio Zoagli

8.5.5 PASSERELLA PEDONALE AREA MASSOBRIO

Per collegare il piazzale Massobrio con accesso carrabile da via Borzoli al capannone ove ha sede l'attività con accesso carrabile da passo Ruscarolo si prevede la possibilità di realizzare, in luogo dell'attuale passerella, una nuova struttura in acciaio esclusivamente pedonale che colleghi il capannone industriale al piazzale. Tale manufatto dovrà rispettare i franchi imposti dalla relazione idraulica parte integrante del presente progetto. In particolare si dovrà fare riferimento alla sezione idraulica 17.2 che fissa l'intradosso della nuova struttura a quota 13.72 e ad una distanza minima pari a 362 cm dal fondo alveo (che si trova a quota 10.1).

Essendo una struttura privata tale opera è descritta e predimensionata ma non potrà essere inserita nell'appalto e nel computo metrico estimativo. Il manufatto, assentito dal punto di vista idraulico ed edilizio potrà essere realizzato dal proprietario dell'area contemporaneamente o successivamente alle altre lavorazioni in appalto.

L'esempio riportato prevede travi principali costituite da profili IPE 240 e travi secondarie tipo HEA poste ad interasse massimo di 120 cm inglobate in un getto di calcestruzzo strutturale su lamiera grecata. Parapetti a disegno semplice in acciaio saldati alle travi principali mediante piatti di spessore minimo pari a 20 mm.

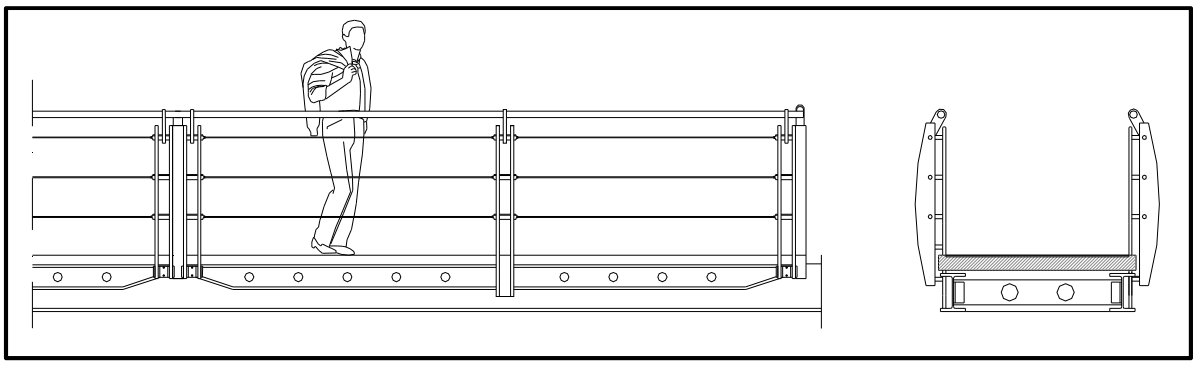


Figura 8.3: Schema tipologico passerella pedonale

8.5.6 PASSERELLA CARRABILE AREA EX BERTA

Per ripristinare il collegamento delle due porzioni dell'area ex Berta il progetto prevede di sostituire l'attuale solettone con una passerella carrabile. Tale manufatto dovrà rispettare i franchi imposti dalla relazione idraulica parte integrante del presente progetto.

In particolare si dovrà fare riferimento alla sezione idraulica 12.1 che fissa l'intradosso della nuova struttura a quota 12.70.

Essendo una struttura privata tale opera è descritta e predimensionata ma non è inserita nel computo metrico estimativo. Il manufatto, assentito dal punto di vista idraulico ed edilizio potrà essere realizzato dal proprietario dell'area contemporaneamente o successivamente alle altre lavorazioni in appalto.

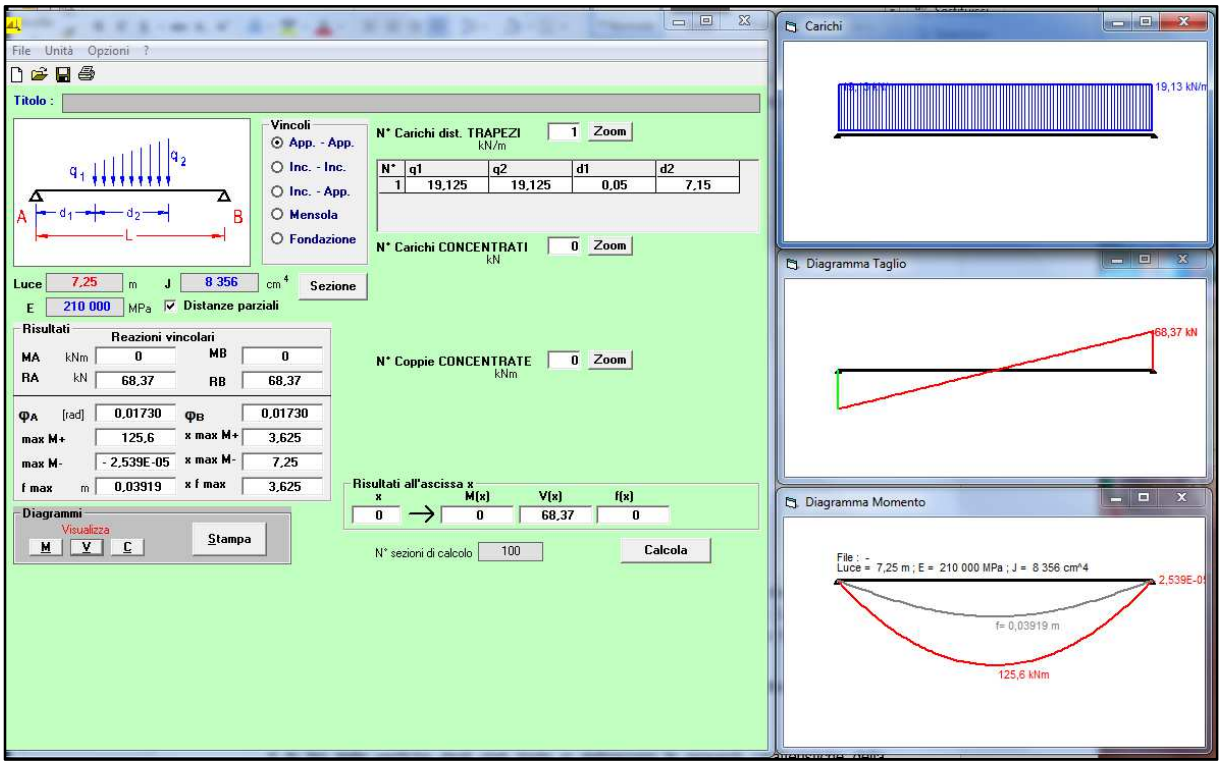


Figura 8.4: Schema statico del manufatto

La passerella sarà realizzata con due travi costituite da profili IPE 300 e da una soletta in lamiera grecata con getto integrativo dello spessore totale pari a 15 cm. La differenza di spessore tra la soletta e l'altezza del profilo costituirà il fermapiede di legge. Sul profilo verrà poi saldata la ringhiera metallica.

I carichi considerati sono il peso proprio ed il sovraccarico accidentale per un totale di 850 kg/mq.

Per la combinazione di carichi determinante per uno dei profili principali si ottiene quindi:

q_d = 19,125 kN/m

Il Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

M_{max} = 125,60 kN m

V_{max} = 68,37 kN

Verifica della sicurezza a flessione

La verifica avviene nella forma

$\sigma_d \leq f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{MO} = 261,90$ N/mm^2

$\sigma_d = M_{max}/W = 125,60 * 10^6 / 0,5571 * 10^6 = 225,45$ N/mm$^2 \leq f_{yd}$

La resistenza alla flessione è verificata.

La soletta fra i due profili metallici (travi principali IPE 300) sarà realizzata mediante lamiera grecata con soletta collaborante tipo HI-BOND A 75/P 760 che come si può vedere dalla sottostante tabella di carico è ampiamente sufficiente a resistere ai carichi di progetto.

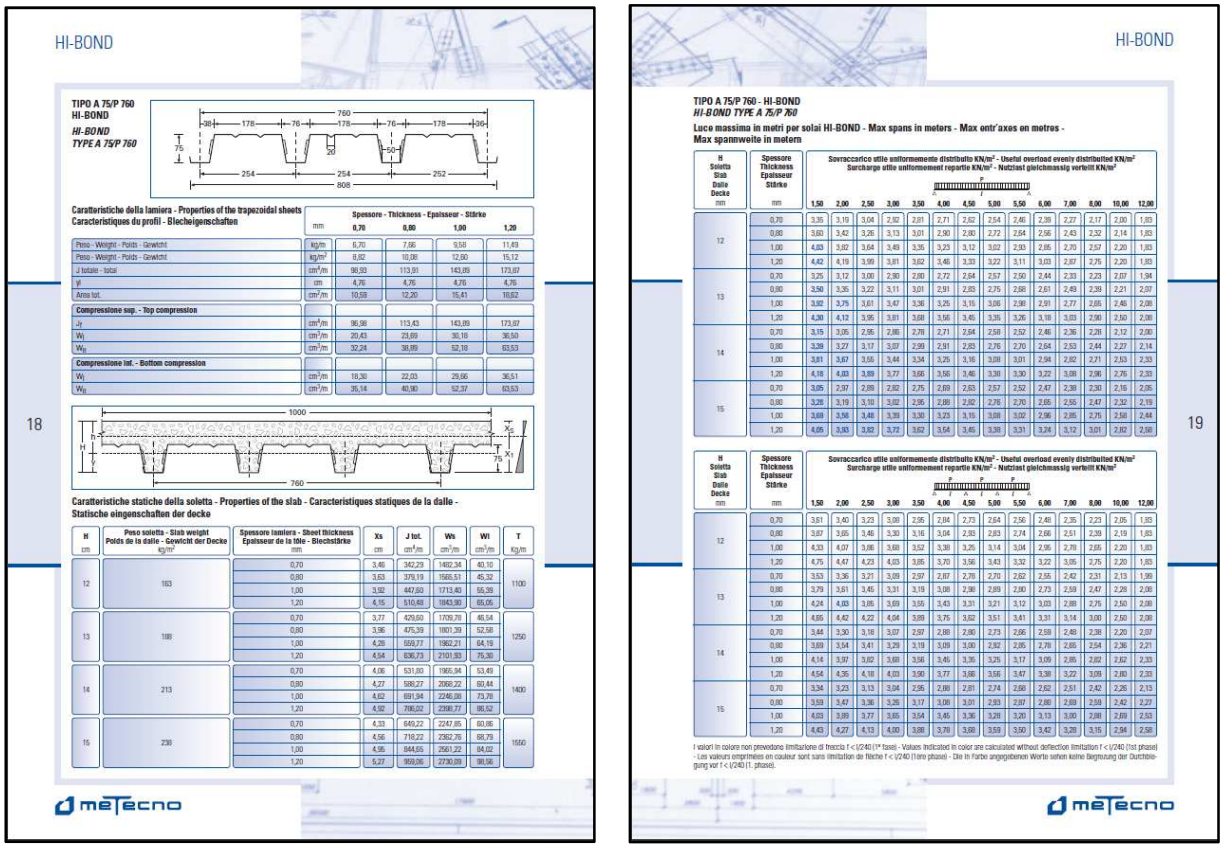


Figura 8.5: Tabella di carico solette collaboranti

Si riporta di seguito una sezione trasversale della passerella metallica che costituisce schema tipico e dovrà essere oggetto di progettazione esecutiva da parte dei privati competenti.

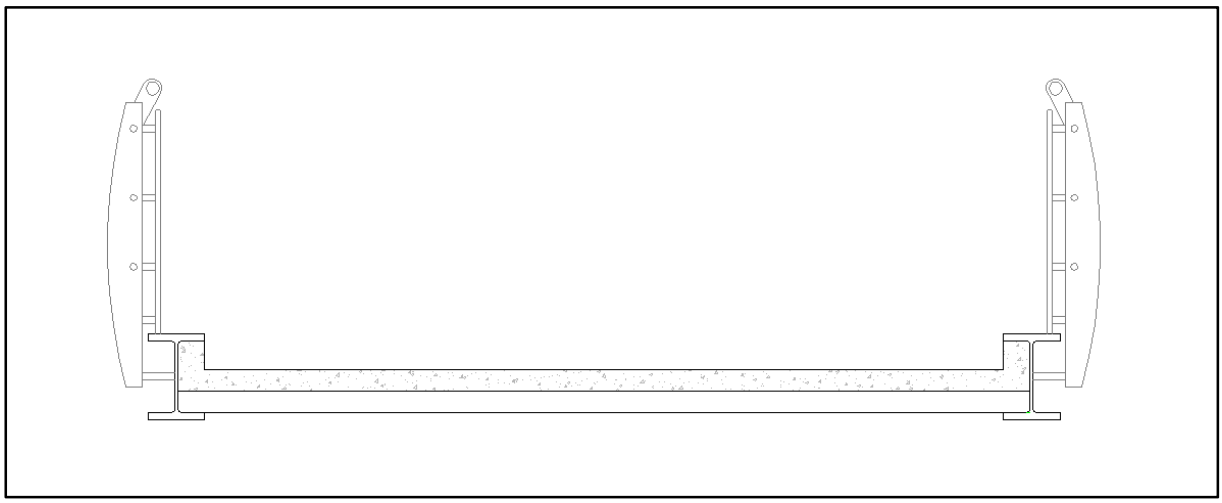


Figura 8.5: Sezione tipologica passerella carrabile

9 CONCLUSIONI

Sulla base delle considerazioni fatte e dei calcoli eseguiti l'intervento appare fattibile dal punto di vista tecnico.

Le opere strutturali risultano verificate e i tassi di lavoro dei materiali rientrano nelle tolleranze assunte.