

COMUNE DI LICCIANA NARDI



PROGETTO ESECUTIVO

**REALIZZAZIONE INTERVENTO DI RIPRISTINO DEL
CORPO STRADALE IN CORRISPONDENZA DEL KM.
6+100 DELLA S.P. N. 74**

STUDIO TECNICO

Dott. Ing. Fleana Albertoni

Viale Lunigiana 2/H, Aulla 54011 (MS)

Tel/fax 0187408258 cell. 3478894312

Mail: fleana_albertoni@libero.it

RELAZIONE TECNICA

COMMITTENZA: COMUNE DI LICCIANA NARDI	PROGETTISTA: Dott. Ing. Fleana Albertoni
LOCALITA INTERVENTO: S.P. 74 KM 6+100	
DATA: APRILE 2014	Nome elaborato: R.T. 1

INDICE

- **DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO pag. 3**
- **NORMATIVA DI RIFERIMENTO pag. 11**
- **METODI DI ANALISI E VERIFICHE pag. 12**
- **1) METODO DI ANALISI E ANALISI DEI CARICHI pag.12**
- **2) METODO DI VERIFICA PARATIA E SETTI pag. 28**
- **3) VERIFICHE LOCALI pag. 33**

• DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

OGGETTO DELL'INTERVENTO

L'intervento prevede il ripristino del corpo stradale in corrispondenza del km 6+100 della S.P. N. 74 nel Comune di Licciana Nardi nella Provincia di Massa Carrara.

Il dissesto in esame è dovuto a un movimento franoso al di sotto del corpo stradale che ne ha provocato il parziale cedimento. L'intervento dovrà tener conto del fatto che in adiacenza al corpo stradale è presente un'opera di sostegno (muro a semigravità su pali) esistente che a differenza del corpo stradale non ha subito nessun cedimento ma che riduce, con la sua presenza, le casistiche di intervento possibile in questo caso.



Foto 1



Foto 2



Foto 3



Foto 4



Foto 5



Foto 6



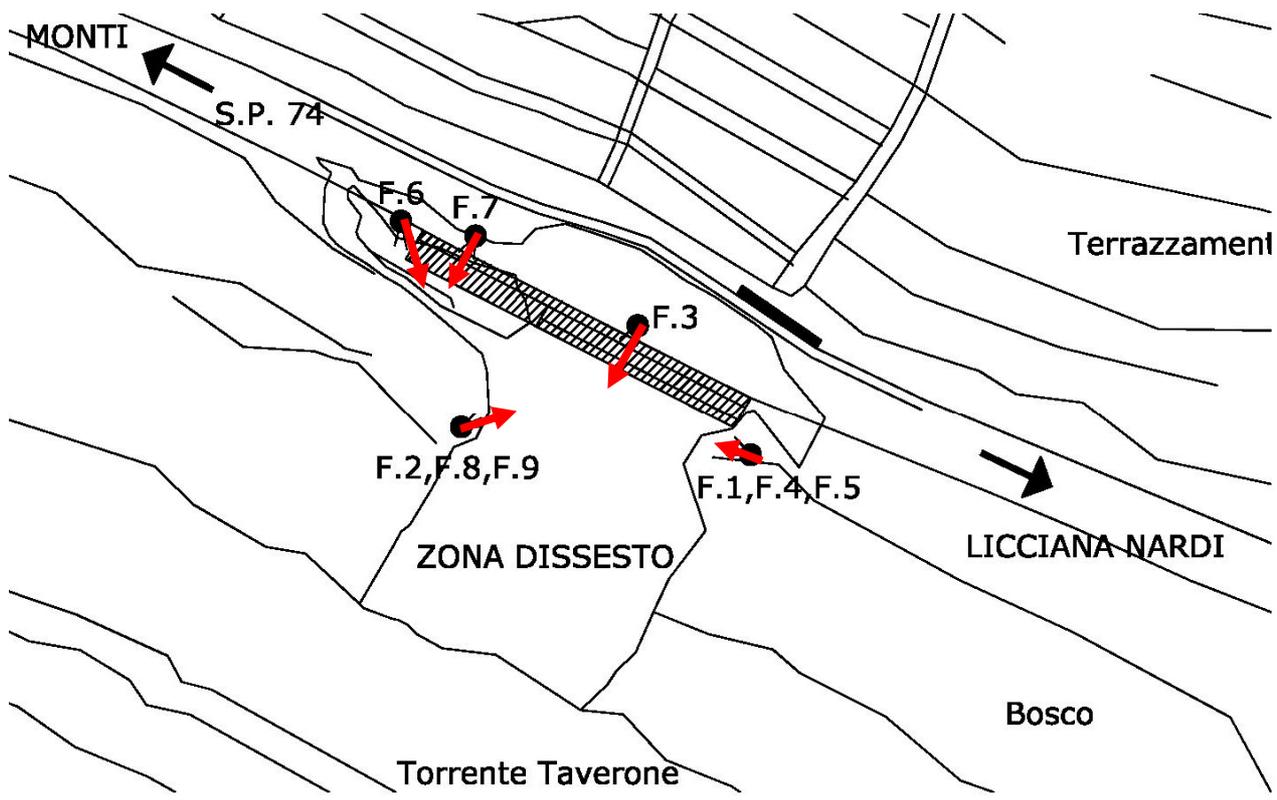
Foto 7



Foto 8



Foto 9

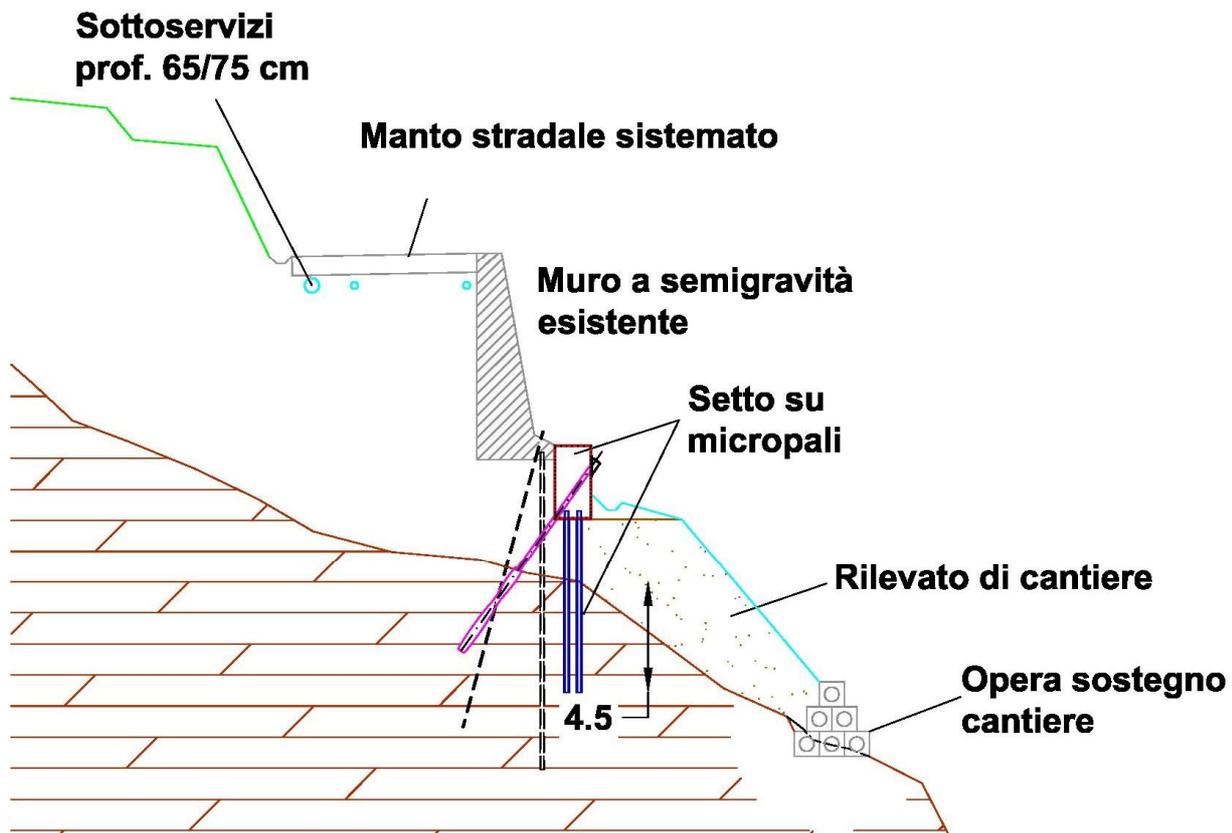


Punti di presa.

SOLUZIONI TECNOLOGICHE

L'ipotesi progettuale in base alle suddette considerazioni, che tenga conto dell'aspetto economico progettuale e di sicurezza, è quella di creare un setto con sezione trasversale 1,5x3,0 m su due file di micropali verticali e una fila di tiranti attivi posti nella parete del setto a distanza di 0,8 metri l'uno dall'altro inclinata rispetto alla verticale di circa 35°. L'opera dovrà seguire per tutta a sua lunghezza il muro esistente (circa 35 m). Prima di creare l'opera bisognerà preparare un accurata e sicura viabilità di cantiere che permetta ai mezzi appositi di raggiungere il piano di cantiere, posto al di sotto del muro. La paratia in esame sarà formata da micropali distanziati di circa 0,5 m l'uno dall'altro in modo tale da evitare il passaggio del terreno fra di essi e quindi il ripresentarsi del dissesto. I micropali avranno un diametro esterno di 200 mm e di lunghezza 7 m accuratamente armati con un tubolare di diametro 138,9 mm di 12 mm di spessore. I tiranti avranno una lunghezza di 9 metri di cui 4 metri di bulbo e 5 di lunghezza libera pretensionati per motivi cautelativi con un tiro di 200 KN. I tiranti sono in cemento armato con un armatura a trefoli di 30 cmq.

Parte integrante del progetto sarà la messa in opera di canalette e geostuoie per il convogliamento delle acque piovane che impediranno l'infiltrazione di acque di scorrimento superficiale, soprattutto nella zona di contatto fra setto e opera esistente.



Il Tecnico
Dott. Ing. Fleana Albertoni

• NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 14/01/2008

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare n. 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 14/1/2008.

D.P.R. 380

"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" del 6 giugno 2001 e succ. mod.

L.R. 1/2005

"Norme per il governo del territorio" del 3 gennaio 2005 e succ. mod. ed int.

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.

Prontuario per il calcolo di elementi strutturali N.E. 2010

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- o Scienza delle costruzioni di Odone Belluzzi
- o Corso di Costruzioni di Salvatore di Pasquale
- o Il cemento armato, la tecnica e la statica di Luigi Santarella
- o Ingegneria antisismica di Carlo Gavarini
- o Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. di Antonio Migliacci-Franco Mola
- o Progettare il calcestruzzo armato R. Walter e M. Miehlsbradt
- o Le strutture di legno in zona sismica di Dario Ceccotti
- o Manuale dell'ingegnere- HOEPLI
- o La progettazione strutturale dei solai in c.a. e laterizio edito dall'ANDIL
- o Costruire in Laterizio
- o Murature Oggi
- o Elementi strutturali, ITALSIDER di L. Finzi e E. Nuva
- o Strutture in acciaio per l'edilizia civile e industriale, ITALSIDER di De Miranda

• METODI DI ANALISI E VERIFICHE (RELAZIONE DI CALCOLO)

1) METODO DI ANALISI E ANALISI DEI CARICHI

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidità del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

1. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
2. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza). Per una carenza di informazioni decisive legate al concetto di cinematiso si è deciso di seguire il metodo basato sull'equilibrio del corpo rigido, considerando quindi la paratia come un corpo rigido non deformabile.

Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

1. Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
2. Paratie di legno;
3. Paratie in acciaio.

Analisi della paratia.

Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

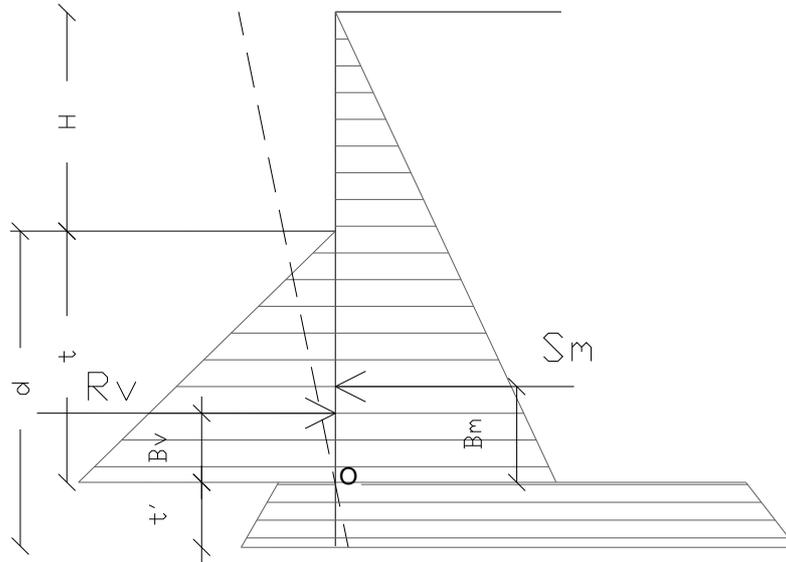


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. È inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

- gt = Peso unità di volume del terreno;
- b = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;
- f = Angolo di resistenza al taglio del terreno;
- d = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;
- e = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left([1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda] \cdot [1 - 0.3 \cdot \lambda^3] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

Striscia di carico su p.c. inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x_1 ed ascissa finale x_2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$Dq = q_1 - q_2;$$

$$A = \text{sen}(2q_1) - \text{sen}(2q_2)$$

$$B = \text{cos}(2q_1) - \text{cos}(2q_2)$$

$$q_1 = \text{arctg}(z/x_1)$$

$$q_2 = \text{arctg}(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T = Intensità del carico [F/L²]

D = $4 \cdot \log[\text{sen}q_1/\text{sen}q_2]$

E = $\text{sen}^2q_1 - \text{sen}^2q_2$

Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z , possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V = Intensità del carico espressa in [F/L];
 X = Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di ε viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ, attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante H_w dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \times \sqrt{K_a}} - \left\{ \frac{\left[\frac{Q \times \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

K_a = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Z_c , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

Sisma

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opere e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

Nel nostro caso si è effettuata un'analisi pseudostatica mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

In questo tipo di analisi, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

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

$$k_h = \beta_m * \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \mp 0.5 * k_h$$

dove :

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

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_t * a_g$$

dove :

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t), approfonditi nel paragrafo 3.2.3.2 delle NTC 2008.

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente β_m assume i valori riportati nella tabella sottostante delle norme.

β_m si ricava dalla

Tabella 7.11.II



	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Nel nostro caso :

ag = 0.334;

A max = 4.364;

Ss = 1.11;

Cc = 1.82;

St = 1.2;

Kh = 0.089;

Kv = 0.00;

$\beta = 0.2$.

Categoria sottosuolo = E;

Categoria topografica = T2;

Periodo di riferimento = 200 anni;

Coefficiente $c_u = 2$;

Opera classe 4.

Tutti questi dati sono stati ottenuti tenendo conto di uno STATO LIMITE DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC), il più cautelativo ai fini della sicurezza.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

k_v = coefficiente sismico verticale

g = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \gamma_t z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, γ_t il peso dell'unità di volume di terreno e con k_p il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi + \varepsilon)}}{\sqrt{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < \beta - \phi - \varepsilon \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

con valori limite pari a: $d < b - f - e$ (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p for $\delta = -\varphi$											
α [°]	φ [°]	K_p when β°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			

	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,2 0	124,0 0	153,0 0	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,0 0	174,0 0	240,0 0	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,0 0	113,0 0	127,0 0	
	45	52,9	69,40	90,90	116,0 0	148,0 0	188,00	239,0 0	303,0 0	375,0 0	431,00
	10	1,78	1,89	2,01							
	15	2,58	2,82	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,0 0	164,0 0	185,0 0	
	45	84,0	110,0 0	143,0 0	184,0 0	234,0 0	297,00	378,0 0	478,0 0	592,0 0	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito S_q vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin\beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a $H/2$ (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza). Nella precedente formula k_p è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$P_c = 2c \times \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

1. Paratia a sbalzo;
2. Paratia tirantata ad estremo libero;
3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

1) Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- S_m = componente orizzontale della spinta attiva;
- B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;
- R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;
- B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \text{ (Metodo di Blum)}$$

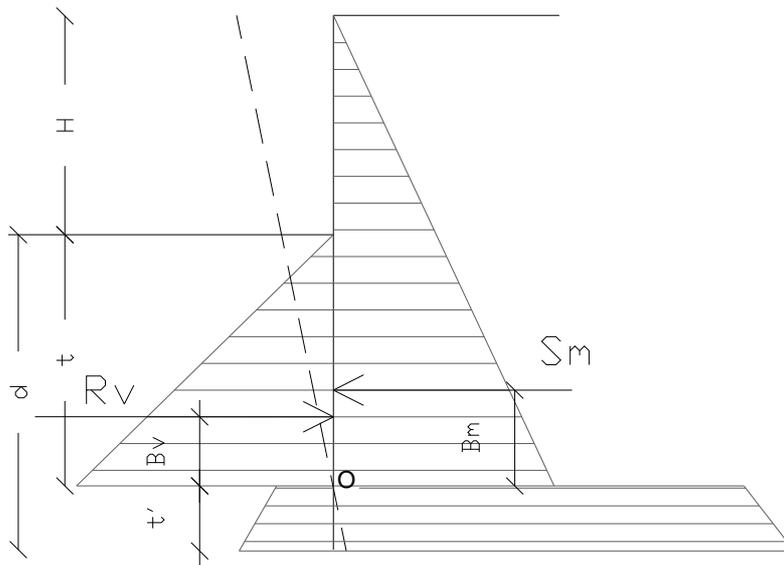


Figura 2: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . È possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

2) Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;

B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

Nota t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F :

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

3) Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione (t+t'), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in (t+t') che può essere risolta in modo agevole.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L. Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo β vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

I tiranti di ancoraggio hanno la funzione di contribuire all' aumento di risorse di resistenza della paratia. Il calcolo del carico limite di un tirante di ancoraggio deve essere effettuato considerando tre diversi meccanismi di collasso. Infatti è possibile che il collasso avvenga per sfilamento del bulbo di ancoraggio, per sfilamento della parte in acciaio dal calcestruzzo che lo contiene, o eventualmente per rottura dell'ancoraggio (raggiungimento della soglia di resistenza dell' acciaio). Il procedimento utilizzato nel software calcola il carico limite nei confronti di tutti e tre i meccanismi di collasso, e definisce come carico limite del tirante il minimo tra i tre.

1) Carico limite per collasso in aderenza all' interfaccia bulbo - terreno:

In questo caso il carico limite si calcola con la seguente formula (Schneebeli):

$$Nu = s'n \cdot K \cdot Ab + ca \cdot Ab$$

nella precedente formula il significato dei simboli è il seguente:

- s'n è la tensione effettiva agente nel centro del bulbo di ancoraggio;
- K è un coefficiente che rappresenta, mediamente e per l'intera lunghezza, l'interazione tra bulbo e terreno (vedi tabella);
- Ab è la superficie del bulbo a contatto con il terreno, valutata con la seguente formula:
bb LDA

dove D è il diametro del bulbo e Lb è la lunghezza del bulbo.

ca è l' adesione all' interfaccia tra bulbo e terreno.

2) Carico limite per collasso in aderenza all' interfaccia acciaio - bulbo:

In questo caso è chiamata in causa la tensione tangenziale di aderenza ultima tra acciaio e calcestruzzo. La formula che esprime il carico di collasso del sistema è in questo caso la seguente:

$$Nu = \square \cdot Da \cdot Lb \cdot \tau_{ud}$$

nella formula i simboli hanno il seguente significato:

- D_a è il diametro dell' armatura che costituisce il tirante;
- L_b è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;
- τ_{ud} è la resistenza ultima di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, ed è espressa come: $2.25 \cdot \beta$ *(Resistenza di calcolo a trazione della malta).

$\beta = 1$ per barre di diametro inferiori a 32mm,
 $\beta = (132 - \text{Diametro armatura}) / 100$ per barre di diametro superiori.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza viene ridotta dividendola per 1.5.

3) Carico limite per collasso per rottura dell' armatura:

Questa è una verifica puramente strutturale e riguarda la circostanza in cui la tensione nell'acciaio raggiunge quella limite di rottura. In questo caso il carico di collasso si calcola con la seguente formula:

$$N_u = (\alpha \cdot D_a^2 \cdot F_{yd}) / 4$$

nella precedente formula precedente i simboli hanno il seguente significato:

- D_a è il diametro dell' armatura che costituisce il tirante;
- F_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio;

Una volta calcolati i carichi di collasso per i tre diversi meccanismi, il carico limite del tirante sarà quello minimo tra i tre precedentemente calcolato.

Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif} = 3.5 - 4$ Indicando con:

i_c = Gradiente Idraulico critico;

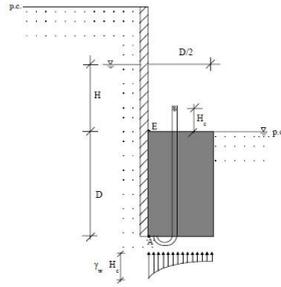
i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , **se $i_e < i_c$ la paratie è stabile.**

Questo tipo di verifica ricade nel caso di SLU di tipo idraulico (HYD).

Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.



Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza $D/2$ e pari a $\gamma_w \times H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E :

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H + 2D}$$

Da cui si ottiene:

$$H_c = \frac{H \times D}{H + 2D}$$

La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$S_w = H_c \times \gamma_w \times \frac{D}{2}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$F_s = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \times D^2 / 2}{H_c \times \gamma_w \times \frac{D}{2}} = \frac{\gamma' \times D}{H_c \times \gamma_w}$$

Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N, M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

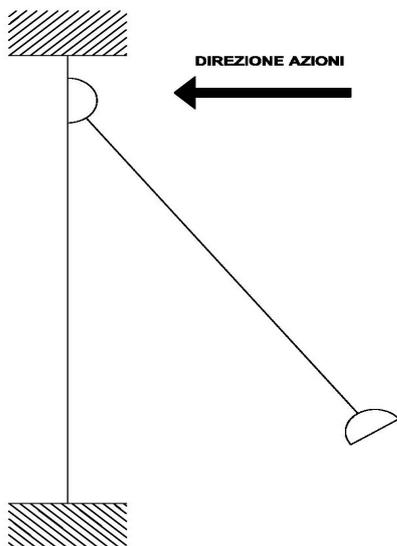
$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M' , M , T rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

Nel nostro caso si è deciso di progettare un setto in cemento armato su una paratia formata da due file di micropali e una fila di tiranti inclinati di 35° rispetto alla verticale. La lunghezza della paratia dipenderà dalle caratteristiche progettuali delle due file di micropali verticali in c.a. soggetti anche a sollecitazioni flessionali e di taglio.

Risulta fondamentale sottolineare la difficoltà nella modellazione della struttura inserita nel contesto in esame e la difficoltà nel considerare o meno il muro già esistente. L'esigenza principale è quella di progettare una struttura che in qualche modo risolva il problema causante il dissesto a un livello che però non è quello del manto stradale ma al di sotto del muro di sostegno. Risulta altresì decisivo, ai fini di un accurata analisi, considerare tutte le pressioni derivanti dalle varie azioni partendo dal manto stradale.

Per soddisfare tutte queste esigenze si è deciso cautelativamente di considerare la nostra paratia di sostegno come incastrata agli estremi con tirante (asta soggetto a trazione) a un metro dal colmo del setto. Questa scelta cautelativa ha fatto nascere un momento flettente anche nella zona alta del setto, sollecitazione che normalmente, se avessimo considerato la paratia a sbalzo, non ci sarebbe stata. Anche se nella realtà il setto non sarà incastrato al muro esistente questa scelta sembra, da un punto di vista di analisi dei carichi, interfacciarsi meglio alle condizioni di carico reali.



Schema statico

I carichi presenti nella nostra analisi saranno:

- Spinta del terreno attiva e passiva;
- Sisma, con un tipo di elaborazione legato al concetto di paratia;
- Striscia di carico accidentale dovuto al traffico veicolare sul corpo stradale da ripristinare.

E' fondamentale sottolineare che nella nostra analisi si è tenuto conto della presenza della falda a 4 metri dal p.c. lato monte (come fornito dal carotaggio), mentre a lato valle al di sotto della paratia (a favore di sicurezza).

Il metodo usato per il dimensionamento dell'opera è il sopra illustrato METODO LEM.

2) METODI DI VERIFICA PARATIA E SETTO

• VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con i metodi semplificati devono sempre rispettare la condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. E' necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera.

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
 - Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - Collasso per carico limite verticale;
 - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - Instabilità del fondo scavo per sollevamento (già menzionato sopra);
 - Sifonamento del fondo scavo (già menzionato sopra);
 - Instabilità globale dell'insieme terreno-opera (analizzata nella relazione geotecnica).
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - Raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni;
 - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.
 - accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato, dove :

$$E_d = E(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d)$$

$$E_d = \gamma_E E(F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d)$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d)$$

dove :

$\gamma_F F_k$ = azioni di progetto;

$\frac{X_k}{\gamma_m}$ = parametri di progetto;

a_d = geometria di progetto.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1 : (A1+M1+R1) STRU
- Combinazione 2 : (A2+M2+R1) GEO
- Combinazione 3 : HYD

Per calcolo delle spinte si può considerare un angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi/2$ ai fine della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarietà delle superfici di scorrimento.

Nelle verifiche l'approccio utilizzato per le NTC è l' APPROCCIO 1 che comporta i seguenti criteri:

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione delle resistenze del terreno e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel

terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quella della spinta passiva minore, dei corrispondenti valori caratteristici. Le azioni di progetto Ed sono le risultanti o i momento risultanti delle forze sulla paratia che producono il cinematismo di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto Rd sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1, 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 mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali delle azioni permanenti e variabili (A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

- **VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)**

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con sicurezza e funzionalità e di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Gli spostamenti dipendono dai parametri di resistenza dei terreni, dalla rigidità dei terreni e dal sistema di sostegno, dalle condizioni idrauliche e dalle sequenze costruttive.

VERIFICHE STRUTTURALI

- **VERIFICA A FLESSIONE**

Per una corretta progettazione di una sezione inflessa si dovrà verificare di avere una rottura di tipo duttile, cioè una situazione nella quale il ferro raggiunge lo snervamento quando ancora il calcestruzzo resiste bene. Il momento resistente viene quindi calcolato nell'ipotesi di $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$, verificando che si rientri comunque in campo duttile rispettando le seguenti limitazioni:

$y \leq 0,45h$ per $f_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$;

$y \leq 0,35h$ per $f_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2$.

ϵ_s = deformazione generica a trazione armatura;

ϵ_{yd} = deformazione armatura raggiunto lo snervamento pari a 0,196%;

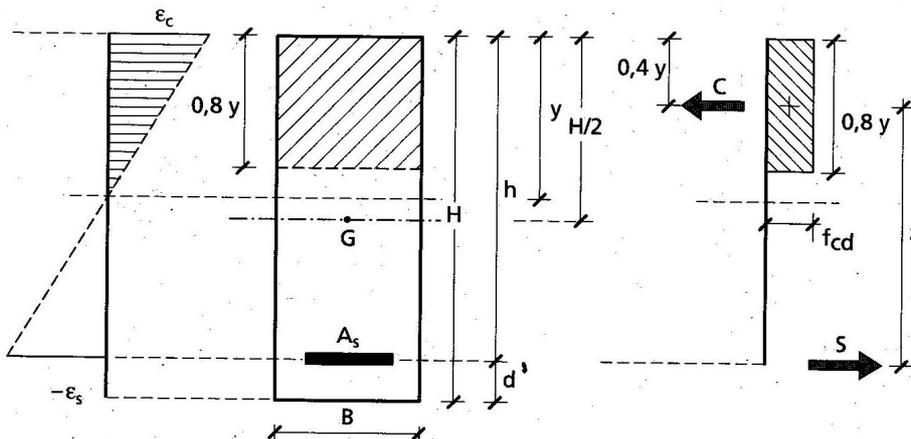
y = asse neutro dato dalla formula $y = 1,25 * \omega_s * h$.

Inoltre la verifica nell'ipotesi $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c(h-y)}{y} \geq \epsilon_{yd} \text{ dove:}$$

$\epsilon_c = 0,35\%$ deformazione massima a compressione calcestruzzo.

Nella verifica si considera solo l'armatura tesa.



La verifica è soddisfatta se : $M_{rd} \geq M_{ex}$ dove:

M_{rd} = momento resistente della sezione dove $M_{rd} = \mu_{rd} * B * d'^2 * f_{cd}$;

M_{ex} = momento flettente di calcolo nella sezione, massimo in mezzeria e minimo sugli appoggi;

μ_{rd} = momento resistente adimensionale $\mu_{rd} = (1 - 0,5 * \omega_s) * \omega_s$;

ω_s = rapporto meccanico d' armatura $\omega_s = (A_s * f_{yd}) / (B * d' * f_{cd})$;

A_s = armatura parte tesa della sezione;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'armatura $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ con $\gamma_s = 1,05$;

f_{yk} = resistenza caratteristica a trazione armatura;

B = larghezza sezione;

d = altezza utile sezione $d = H - d'$ con d' = copri ferro;

fcd = resistenza di calcolo cemento a compressione $fcd = \frac{fck \cdot acc}{\gamma_c}$ con $\gamma_c = 1,50$ e $acc = 0,85$;

fck = resistenza caratteristica a compressione cemento.

N.B.

I simboli d e h hanno il solito significato.

Il diagramma delle tensioni del calcestruzzo è sempre quello parabola-rettangolo con la semplificazione a rettangolare, come dal disegno.

• VERIFICA A TAGLIO

La resistenza a taglio V_{rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di un adeguata schematizzazione 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 θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all' asse della trave deve rispettare i seguenti limiti : $1 \leq \theta \leq 2,5$.

La verifica si pone con : $V_{rd} \geq V_{ex}$ dove:

V_{ex} = valore di calcolo dello sforzo di taglio agente;

V_{rd} = resistenza al taglio della trave, valutata come la minore tra V_{rds} resistenza di calcolo a taglio trazione e V_{rdc} resistenza di calcolo a taglio compressione;

$$V_{rds} = 0,9 * d * \left(\frac{A_w}{s}\right) * f_{yd} * (\cot \alpha + \cot \theta) * \text{sen} \alpha;$$

$$V_{rdc} = 0,9 * d * b_w * ac * f_{cd} * \left(\frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + (\cot \theta)^2}\right) \text{ dove:}$$

d = altezza utile sezione;

b_w = larghezza minima trave;

σ_{cp} = tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2f_{cd}$) $\sigma_{cp} = \frac{N_{ex}}{A_c}$;

A_c = area sezione trasversale di calcestruzzo;

A_w = area armatura trasversale (STAFFE);

s = passo fra le armature trasversali;

α = angolo d' inclinazione dell' armatura trasversale rispetto all' asse della trave;

f_{cd}' = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d' anima ($f_{cd}' = 0,5f_{cd}$);

ac = coefficiente maggiorativo pari a :

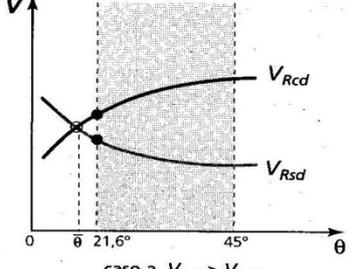
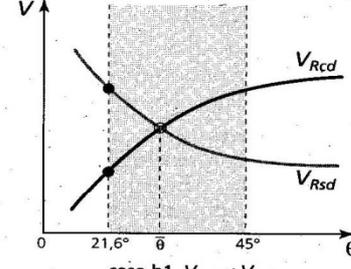
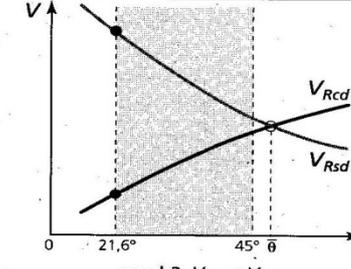
- 1 per membrature non compresse;

- $1 + \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$;

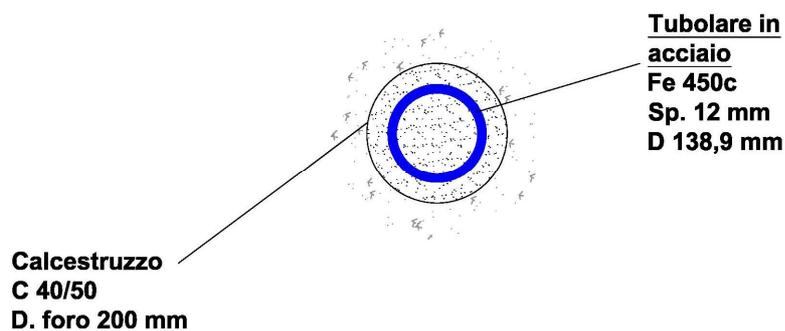
- 1,25 per $0,25f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$;

- $2,5 * \left(1 - \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)\right)$ per $0,5f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$.

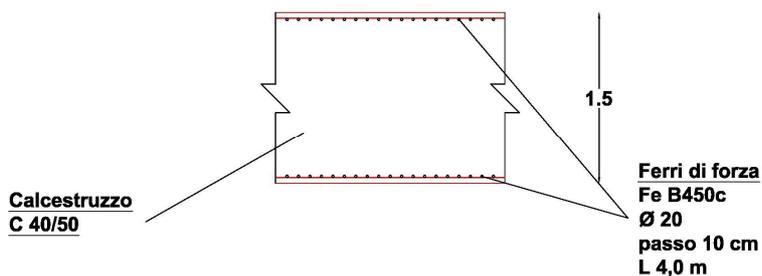
Per motivi di sicurezza il passo s fra le armature trasversali viene ridotto a 10 cm in prossimità degli appoggi.

Si verificano tre possibili casi; il collasso avviene per:		
a) $V_{Rcd} > V_{Rsd}$	b) $V_{Rcd} < V_{Rsd}$	
rottura lato acciaio, con bielle compresse in fase elastica	rottura simultanea delle bielle compresse e delle bielle tese	rottura lato calcestruzzo sulla biella compressa
		
caso a $V_{Rcd} > V_{Rsd}$	caso b1 $V_{Rcd} < V_{Rsd}$	caso b2 $V_{Rcd} < V_{Rsd}$
$\theta \leq 21,6^\circ$	$< \theta$ compresso $<$	$\theta \geq 45^\circ$
$\text{ctg}\theta = 2,5$	$> \text{ctg}\theta$ compresso $>$	$\text{ctg}\theta = 1$
come prescrizione normativa si assume:		
$\theta = 21,6^\circ$	$21,6^\circ < \theta < 45^\circ$	$\theta = 45^\circ$
si usa la formula per il calcolo di V_{Rd} :		
di "taglio-trazione" con $\theta = 21,6^\circ$	uso indifferente con θ calcolato	di "taglio-compressione"

E' importante cercare di ricadere nel caso a, sempre nel rispetto dell' ipotesi di duttilità.



Sezione trasversale micropalo

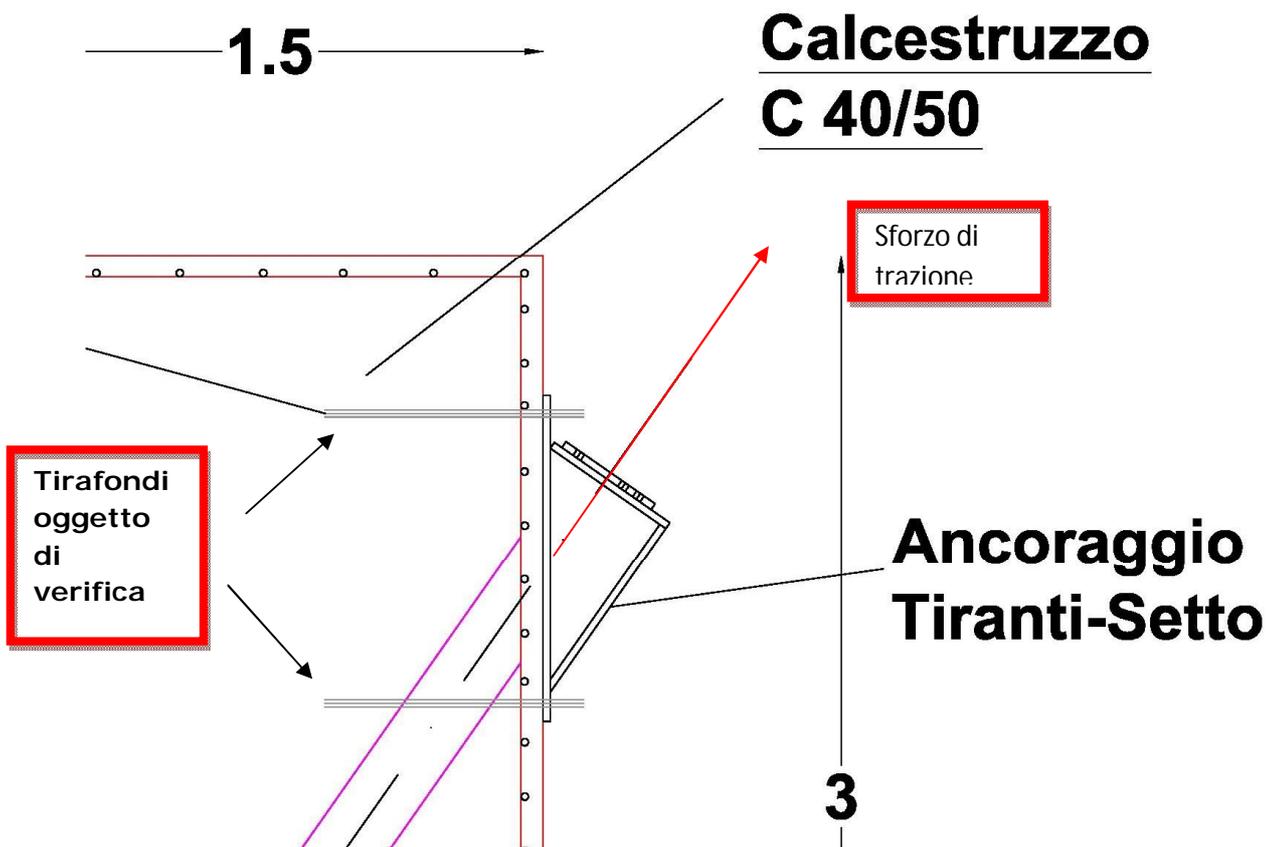


Sezione trasv. setto per una striscia di 1 metro

3) VERIFICHE LOCALI

Una particolare analisi e progettazione si è riservata alla zona di ancoraggio setto-tirante, in quella zona i due elementi strutturali dovranno essere accuratamente collegati in modo che la sollecitazione del tirante sia adeguatamente trasferita ai tirafondi d'ancoraggio annegati nel getto del setto. Grazie a queste considerazioni possiamo pensare che le sollecitazioni spingenti per la paratia si trasformino in una sollecitazione di trazione per il generico tirante. La presenza del tirante è fondamentale per la verifica globale dell'opera.

Nel disegno sottostante è illustrato l'ancoraggio fra i due elementi puramente per aderenza fra i materiali.



Lo sforzo di trazione da trasferire nel nodo è circa 1070 KN come da fascicolo di calcolo.

• UNIONI BULLONATE (Tirafondi)

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in non precariate e precariate. Nei collegamenti con bulloni non precariati si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9 e per quelli precariati viti delle classi 8.8 e 10.9. I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm. Si può derogare da tali limiti di deformabilità o di servizio. Gli elementi di collegamento impiegati nelle unioni a taglio devono soddisfare i requisiti di cui alla norma armonizzata UNI EN 15048-1:2007 " Bulloneria strutturale non a serraggio controllato". I bulloni devono essere conformi alle caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 e devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.DODICI.

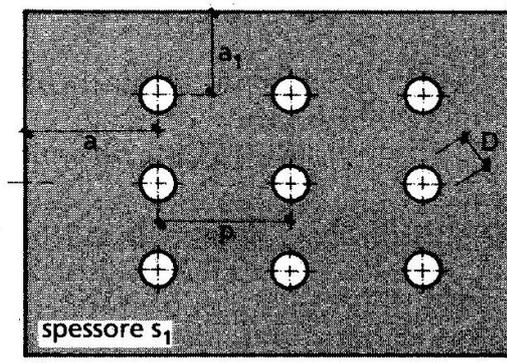
Tab. 11.3.XII.a

Vite	Normali			Ad alta resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente Tab. 11.3.XII.a sono riportate nella seguente Tab. 11.3.XII.b:

Tab. 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000



- per i fori di bordo $10 \geq p/D \geq 3$;
 $3 \geq a/D \geq 2$;
 $3 \geq a1/D \geq 1,5$;
 $a/s1 \leq 6$;
 $a1/s1 \leq 6$.
- per gli altri fori $p/s1 \leq 15$ (elementi compressi);
 $p/s1 \leq 25$ (elementi tesi).

Dove :

p è la distanza tra centro e centro di due bulloni contigui;

D è il diametro del bullone;

$s1$ è il minore degli spessori da unire;

a è la distanza tra centro bullone e il margine dell' elemento, parallela direzione sforzo;

$a1$ è la distanza, come sopra, ortogonale alla direzione dello sforzo.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI BULLONI USATI

- TIPO BULLONE : Classe 10.9.

- $f_{yb} = 900$ N/mm² Tensione di snervamento;

- $f_{tb} = 1000$ N/mm² Tensione di rottura;

- **RESISTENZA DI CALCOLO A TAGLIO** per ogni piano di taglio che interessa il gambo filettato dell' elemento

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 * f_{tb} * A_{res}}{\gamma M2} \text{ con:}$$

A_{res} = area resistente vite;

f_{tb} = resistenza a rottura del materiale impiegato per il bullone.

- **RESISTENZA DI CALCOLO A TAGLIO** per ogni piano di taglio che interessa il gambo non filettato dell' elemento

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 * f_{tb} * A}{\gamma M2} \text{ con:}$$

A = area nominale del gambo.

- **RESISTENZA DI CALCOLO A RIFOLLAMENTO** del piatto dell' unione

$$Fb,rd = \frac{k * \alpha * ftk * d * t}{\gamma M2} \text{ con:}$$

d = diametro nominale del gambo del bullone;

t = spessore della piastra collegata;

ftk = resistenza a rottura del materiale della piastra;

$\alpha = \min\left(\frac{a}{3+d0}, \frac{ftb}{ftk}, 1\right)$ per bulloni di bordo nella direzione del carico;

$\alpha = \min\left(\frac{p1}{3+d0} - 0,25, \frac{ftb}{ftk}, 1\right)$ per bulloni interni nella direzione del carico;

$k = \min\left(\frac{2,8+a1}{d0} - 1,7, 2,5\right)$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico;

$k = \min\left(\frac{1,4+p2}{d0} - 1,7, 2,5\right)$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare del carico;

p1 = passo bulloni in direzione del carico ;

p2 = passo bulloni in direzione perpendicolare del carico.

Se nella disposizione dei bulloni si sono rispettate le limitazioni sopra si possono omettere le verifiche a rifollamento e strappo della piastra

- **RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE** bulloni

$$Ft,rd = \frac{0,9 * ftb * Ares}{\gamma M2}$$

- **RESISTENZA A PUNZONAMENTO** del piatto collegato

$$Bp,rd = \frac{0,6 * \pi * dm * tp * ftk}{\gamma M2} \text{ con:}$$

dm = minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;

tp = spessore del piatto.

- **VERIFICA PRESENZA COMBINATA TRAZIONE E TAGLIO**

$$\frac{Fv,ex}{Fv,rd} + \frac{Ft,rd}{Ft,rd} < 1.$$

con $\gamma M2 = 1,25$.

- **VERIFICA DI ADERENZA ACCIAIO-CALCESTRUZZO**

La credibilità di questo tipo di collegamento sta proprio nella verifica ad aderenza fra i due materiali. Risulta fondamentale verificare che la tensione d'aderenza in esercizio sia inferiore di quella resistente.

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo *fbd* vale:

$$fbd = fbk/\gamma c;$$

dove :

γc è il coefficiente di sicurezza relativo al calcestruzzo, paria a 1,5;

fbk è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$fbk = 2,25 * fctk;$$

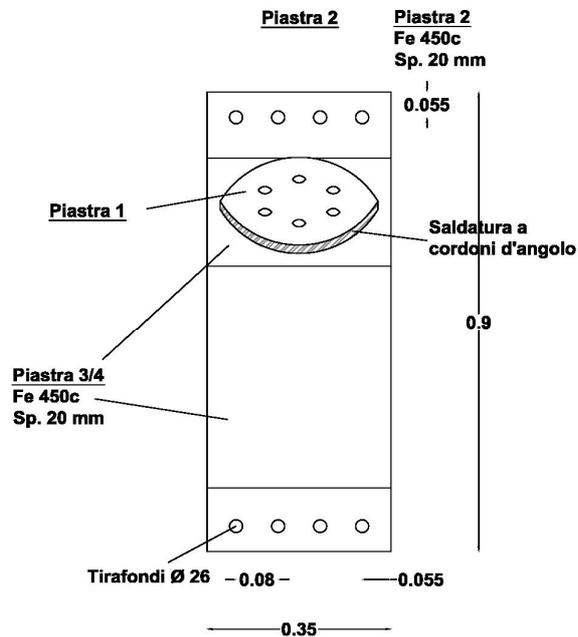
Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendo almeno per 1,5.

Per un calcestruzzo C40/50 come quello usato nel nostro progetto si ha:

$$fctk = 3,55 \text{ N/mm}^2.$$

- In base alla direzione dello sforzo di trazione nel nodo i tirafondi oggetto di verifica saranno soggetti ad una sforzo combinato taglio trazione.
- Per quanto riguarda la verifica ad aderenza invece si è ipotizzato per motivi cautelativi che tutto lo sforzo sia parallelo all'asse dei tirafondi.

La soluzione che meglio soddisfa tutte le ,sopra citate, verifiche è quella rappresentata in figura, con otto tirafondi di diametro 26 mm posti come in figura con una lunghezza di circa 800 mm all'interno del getto del setto.



Le piastre 3/4 come si nota dalle tavole saranno collegate con una saldatura a completa penetrazione non in sito, come anche la piastra 1 sempre in officina ma a cordoni d'angolo, utilizzando un acciaio con una resistenza superiore a quella del materiale collegato, ripristinando totalmente la continuità strutturale. Tutto il complesso piastra 1/3/4 sarà portato in cantiere già assemblato.