RELAZIONE TECNICO STRUTTURALE

C.P.A. S.R.L.

RELAZIONE STRUTTURALE
PISCINA MODULARE IN PANNELLI D'ACCIAIO EGEO STEEL – PANNELLO L. MAX 1.35 M, H.1.50 M

ATTENZIONE: il presente documento rappresenta un mero svolgimento della metodologia di calcolo. I valori effettivi di progetto saranno da valutare per ogni singolo caso studio.

C.P.A. srl
Via Don Demetrio Castelli, 71 - 12060 RODDI (CN)
Tel. 0173.615693 - Fax 0173.620922
www.cpa-piscine.it
cpa@cpa-piscine.it

SOMMARIO

Introduzione **3**
1. Descrizione delle modalità del progetto ai sensi del punto 10.1 del D.M. 17/01/2018 ..... **3**
a. Descrizione illustrativa generale dei pannelli modulari EGEO STEEL 3
b. Normativa di riferimento 4
c. Relazione sui materiali: caratteristiche e proprietà 4
d. Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura 4
2. Condizione di carico **5**
2.1 Azioni agenti sulla struttura 5
2.2 Analisi sismica 7
3. Calcolo delle sollecitazioni **8**
3.1 Spinta attiva statica e dinamica del terreno 9
3.2 Spinta idrodinamica 9
4. Verifiche strutturali **10**
4.1 Verifica degli sforzi e deformazioni sul pannello 10
4.2 Verifica degli sforzi sugli irrigidimenti 11
4.3 Verifica degli sforzi sul contrafforte 13
4.4 Verifica degli sforzi sui bulloni 15
4.5 Verifica a rifollamento giunzione flangia verticale/contrafforte 15
4.6 Verifica delle reazioni vincolari 16
5. Dettagli costruttivi **17**

Introduzione

Oggetto della presente relazione sono le piscine, ad uso privato o pubblico, realizzate attraverso l'utilizzo e l'assemblaggio di pannelli in *acciaio zincato* denominati *"Egeo Steel"*.
La struttura portante della piscina sarà poi adeguatamente collegata su di una platea in calcestruzzo armato, la cui verifica non sarà oggetto di tale studio, poiché, in questa relazione, ci limiteremo alla sola analisi della struttura in acciaio.

1. Descrizione delle modalità del progetto ai sensi del punto 10.1 del D.M. 17/01/2018

La relazione di calcolo strutturale comprende:
a) *la descrizione illustrativa generale* dell'opera del suo uso, della sua funzione nonché dei criteri normativi di sicurezza specifici della tipologia della costruzione con i quali la struttura progettata deve risultare compatibile. Essa contiene una descrizione dell'opera, con la definizione delle caratteristiche della costruzione quali destinazione, tipologia e dimensioni principali.
b) *le normative* di riferimento;
c) *la relazione sui materiali*, come richiesto dal Cap.11 delle NTC18, descrive in modo discorsivo i materiali da utilizzare nella costruzione e le specifiche di progetto che provvedono alla loro identificazione e qualificazione.
d) *la valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura* o di una sua parte in relazione agli stati limiti che si possono verificare, in particolare nelle zone sismiche tenendo presente che va sempre garantito, per ogni opera, nuova o esistente, il livello di sicurezza previsto dalle NTC in relazione alla vita nominale, alla classe d'uso, al periodo di riferimento, alle azioni compreso quelle sismiche e quelle eccezionali ed alle loro combinazioni, per ogni tipo di struttura: c.a., c.a.p., acciaio, composta acciaio-calcestruzzo, altri materiali, con riferimento agli specifici capitoli delle NTC;

a. Descrizione illustrativa generale dei pannelli modulari EGEO STEEL

I pannelli Egeo Steel sono realizzati tramite lavorazione della lamiera in acciaio, spessore 20/10 mm: la lamiera viene piegata a formare una struttura scatolare con spessore complessivo pari a 100 mm. Successivamente il pannello viene saldato sugli angoli e assemblato con dei profilati ad L 95x50x2 mm con passo mai maggiore a 675 mm, uno dall'altro. Lo sviluppo del singolo pannello non potrà mai superare la lunghezza massima di 1,35 m.
I pannelli sono costituiti da un substrato di acciaio sul quale viene applicato un rivestimento costituito da alluminio (55%), zinco (43%) e silicio (1,6%) per immersione a caldo in continuo. La loro principale caratteristica risiede nell' eccellente resistenza alla corrosione in ambienti acidi.
I collegamenti tra i diversi pannelli avvengono tramite giunzioni bullonate, con flange di unione realizzate nelle sagomature laterali di ogni elemento; in corrispondenza di ogni giunzione viene installato un contrafforte reggispinta, realizzato con profili in lamiera presso piegata, anch'essi di spessore 20/10 mm.
Ogni pannello è assemblato con una serie di bulloni, dadi e rondelle di tipologia M10, anch'essi in acciaio zincato.
La modularità della struttura permette di realizzare facilmente qualsiasi tipo di forma, lineare o curva, con piena possibilità di personalizzazione.

Normativa di riferimento

Le verifiche sono state eseguite in conformità alle seguenti Norme Tecniche:

- D.M. 17/01/18 Infrastrutture Min. Interni e Pro. Civile e allegati "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare n.7 del 21 Gennaio 2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 Gennaio 2018 NTC 2018"
- CNR 10022/84 "Profilati in acciaio formati a freddo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"
- D.M. 11/03/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- EN 1993 Eurocodice 3: "Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per le strutture"
- EN 1993 Eurocodice 3: "Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 1-3: Regole generali – Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegate a freddo"
- EN 1998 Eurocodice 8: "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-1: Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture"
- EN 1998 Eurocodice 8: "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 1-2: Regole generali per le strutture"
- UNI EN 16582: "Piscine domestiche: requisiti generali inclusi i metodi di sicurezza e di prova"

b. Relazione sui materiali: caratteristiche e proprietà

L'acciaio utilizzato è del tipo S235 Z275 e presenta le seguenti caratteristiche:

- modulo di Young (E) pari a 2100000 daN/cm^2
- modulo di Poisson (ν) pari a 0,3
- modulo di elasticità tangenziale (G) del valore 8,077*10^5 daN/cm^2
- coefficiente di dilatazione termica (α) del valore di 1,0*10^5 daN/cm^2.

Le caratteristiche meccaniche di resistenza dell'acciaio S235 in oggetto sono le seguenti:

- f_{td} (tensione di rottura a trazione) =3600 daN/cm^2
- f_{yd} (tensione di snervamento) = 2350 daN/cm^2
- s_{adm} (tensione ammissibile) = 1600 daN/cm^2

Per i collegamenti bullonati si sono utilizzati bulloni zincati di classe 8.8 costituiti da acciaio A2-70, conformi al punto 11.3.4 delle NTC 2018 attualmente in vigore ed in particolare i valori f_{yB} e f_{TB} conformi al punto 11.3.4.6 (f_{yb}=640N/mm^2, f_{tb}= 800 N/mm^2).

c. Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite (SLU, SLE, antincendio, durabilità e sicurezza) che si possono verificare durante la vita nominale di progetto della struttura. La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purchè soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Tramite tale parametro, la Classe d'uso, il periodo di riferimento per l'azione simica ed il coefficiente d'uso è possibile valutare il livello di sicurezza di una qualsiasi struttura. I parametri considerati sono:

- Classe d'uso I
- Vita nominale V_N 50 anni
- Coefficiente d'uso 0.7
- Periodo V_R 35 anni

2. Condizione di carico

La struttura deve essere dimensionata per resistere ragionevolmente alle configurazioni di carico prevedibili, quali per esempio:

- Pressioni al suolo ed addizionali su piscine parzialmente o totalmente interrate e vuote;
- Pressioni idrostatiche su piscine riempite prima del reinterro o fuori terra;

I carichi presi in considerazione sono di seguito elencati:

➢ Carichi permanenti:

- G: Peso proprio della struttura in acciaio (G è nullo nel caso di strutture completamente interrate);
- P_{suolo}: Pressione al suolo;

➢ Carichi variabili:

- P_{acqua}: Pressione Idrostatica;
- q_h: Pressione addizionale esercitata sulla parete della piscina;

➢ Carichi sismici

2.1 Azioni agenti sulla struttura

Le azioni agenti sulla struttura ed il valore dei parametri da considerare sono specificati dalla norma UNI EN 16582-2 in cui vengono definite:

- La pressione esercitata dal suolo sulla struttura varia con la profondità, indicata con z:

$$P_{suolo} = K * \rho * g * z$$

dove :
$\rho * g = 18\ KN/m^3$ rappresenta il peso unitario del suolo[1] ;
$K = 0.3$ coefficiente che corrisponde ad un angolo di scivolamento di 30°;
$Z =$ profondità o l'altezza del muro.

- La pressione esercitata dall'acqua sulla parete varia con la profondità, indicata con z:

$$P_{acqua} = \rho * g * z$$

dove :
$\rho * g = 10\ KN/m^3$ rappresenta il peso unitario dell'acqua;

- La pressione addizionale esercitata sulla parete della piscina è indotta da un sovraccarico verticale q_v agente in sommità:

$$q_h = K'' * q_v$$

[1] Valore medio raccomandato da Normativa - UNI EN 16582. In fase esecutiva riferirsi ai valori effettivi di progetto, non ai dati tecnici della presente.

dove :

$q_v = 250\ Kg/m^2$

$K' = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)^2$

Considerando un φ=30° si ottiene un K'=0.333.

Ne risulta:

$$q_h = 0.83\ KN/m^2$$

Definite le azioni che agiscono sulla struttura e considerati i coefficienti parziali di sicurezza γ_G=1.35, γ_Q=1.50, γ_I=1.20, vengono prese in considerazioni le seguenti combinazioni di carico:

Stati limite d'esercizio (SLS)

- SLS1: Terrapieno su parete e vasca vuota
  Carico SLS1: $G + P_{suolo} + q_h$

- SLS2: Piscina riempita non reinterrata
  Carico SLS2: $G + P_{acqua}$

A SLS tutti i coefficienti di sicurezza assumono valore unitario (γ=1)

Stati limiti ultimi (SLU)

- SLU1: Terrapieno su parete e vasca vuota
  Carico SLU1: $1.35\ G + 1.35 P_{suolo} + 1.5 q_h$

- SLU2: Piscina riempita non reinterrata
  Carico SLS2: $1.35G + 1.20\ P_{acqua}$

A seguito dell'analisi strutturale, si valuteranno le condizioni peggiori di carico a cui la struttura sarà sottoposta e si effettueranno le verifiche strutturali.

Con l'utilizzo di pannellature curve, concave o convesse, la struttura non subisce alcuna variazione dimensionale e viene sempre irrobustita da nervature. In questo ultimo caso la rigidezza della struttura subisce un notevole aumento per effetto della forma.

2.2 Analisi sismica

L'analisi sismica viene svolta prendendo in considerazione la Zona Sismica di riferimento, in cui ricade la struttura e applicando le prescrizioni dettate dal D.M. 17-01-2018.

Zona sismica	*Descrizione*	*accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [a_g]*	*accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [a_g]*	*numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)*
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25$ g	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25$ g	0,25 g	2.229
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15$ g	0,15 g	2.807
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05$ g	0,05 g	2.224

Figura 1: Classificazione zone sismiche

Ponendoci a favore di sicurezza, le sollecitazioni agenti sono state calcolate nella situazione più critica prendendo in considerazione il valore di accelerazione sismica orizzontale $\mathbf{a_g}$ più elevato per ogni zona sismica di riferimento (es: **Zona 1→ a_g=0.35g**).
L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici $\mathbf{K_h}$ e $\mathbf{K_v}$ così calcolati:

$$K_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0{,}5 K_h$$

dove:

β_m è un coefficiente di riduzione che dipende dalla tipologia di suolo (tipologia B→ β_m=0.31);

$a_{max} = S_S S_T a_g$

S_S, S_T sono rispettivamente il coefficiente di amplificazione stratigrafico e topografico (S_S=1,4 S_T=1);.

Così facendo sarà possibile ricavare le forze di natura sismica, derivandole da quelle statiche:

$$F_{sismiche} = F_{statiche} * K$$

3. Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni sismiche e la verifica degli elementi strutturali viene eseguita utilizzando l'analisi Pseudo-Statica proposta dalle NTC 2018.
Il modello di riferimento per l'analisi è costituito dall'opera di sostegno e da un cuneo di terreno, a monte, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo. Inoltre essendo il peso proprio della struttura totalmente trascurabile, rispetto alle forze in gioco, si applicheranno i coefficienti sismici precedentemente introdotti unicamente al cuneo di terreno agente sull'opera.
Considerando come valori ragionevoli le caratteristiche meccaniche del terreno [2] di riempimento secondo la norma UNI EN 16582-2 è possibile assumere:

- Peso specifico terreno: $\gamma = 18$ KN/m^3
- Angolo di attrito efficace terreno: $\phi_d = 30{,}0$ °
- Angolo di attrito struttura- terreno: $\delta_d = 15{,}0$ °
- Inclinazione struttura: $\psi = 90{,}0$ °
- Inclinazione profilo del terrapieno di monte: $\beta = 0{,}0$ °
- Inclinazione profilo valle: $\beta_{valle} = 0{,}0$ °
- Inclinazione della risultante delle forze di volume: $\theta = 9°$

dove:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

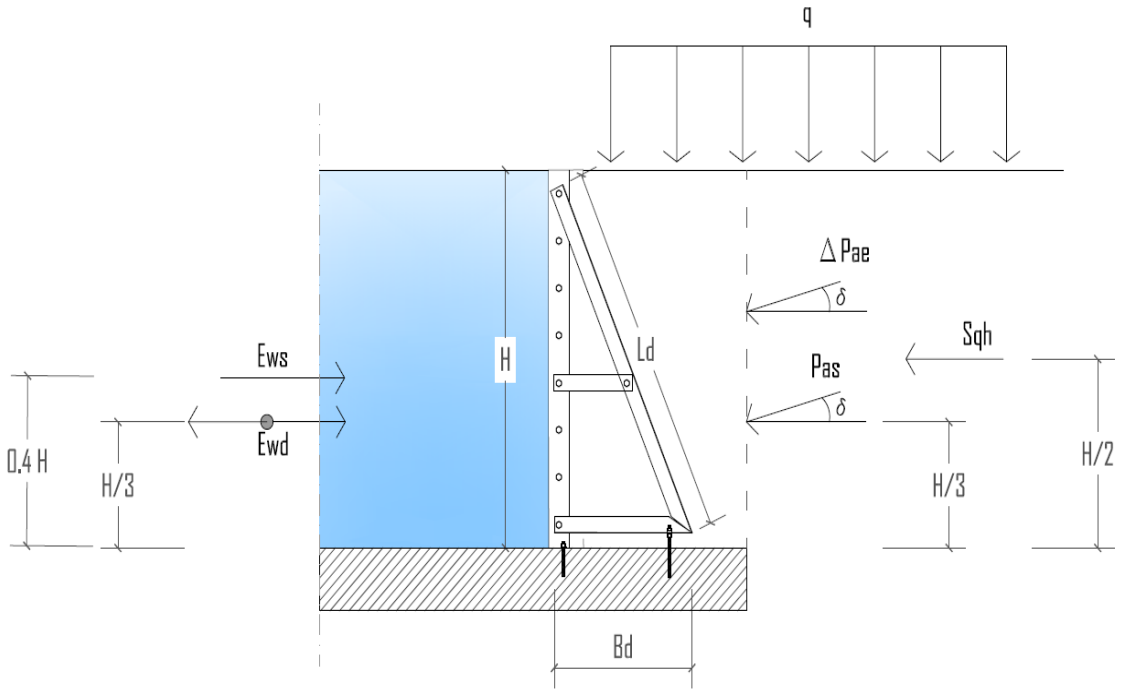

Figura 2: Forze agenti sulla struttura

[2] Valore raccomandato da Normativa - UNI EN 16582. In fase esecutiva riferirsi ai valori effettivi di progetto, non ai dati tecnici della presente.

3.1 Spinta attiva statica e dinamica del terreno

La spinta sub-orizzontale $\mathbf{P_{AE}}$ (statica e dinamica) esercitata dal terreno ed agente sull'opera di sostegno con inclinazione δ, è data da:

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma * (1 \pm K_v) * K_{AE} * H^2$$

Al fine di determinare la spinta esercitata dal terrapieno di monte è necessario calcolare il coefficiente dinamico $\mathbf{K_{AE}}$, valido per gli stati di spinta attiva.
Nel caso in cui $\beta < (\phi - \theta)$, si adotta la seguente formula (**Mononobe e Okabe,1929**):

$$K_{AE} = \frac{\sin(\phi + \psi - \vartheta)^2}{\cos\vartheta \sin\psi^2 \sin(\psi - \vartheta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\vartheta)}{\sin(\psi-\vartheta-\delta)\sin(\psi+\beta)}}\right]^2}$$

L'assunzione fondamentale del metodo pseudo-statico consiste nello scomporre la spinta esercitata dal terreno, $\mathbf{P_{AE}}$, in due contributi:

- uno statico dato dalla spinta $\mathbf{P_{AS}}$ applicato ad un terzo dell'altezza della struttura;
- uno dinamico dovuto all'azione sismica $\mathbf{\Delta P_{AE}}$ agente nella mezzeria della struttura.

Una volta calcolata la spinta globale $\mathbf{P_{AE}}$ è possibile ottenere $\mathbf{\Delta P_{AE}}$ con la seguente relazione:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_{AS}$$

3.2 Spinta idrodinamica

In presenza di acqua libera sulla faccia del pannello, si deve tenere in conto del contributo dinamico dovuto al sisma che l'acqua può esercitare. Si è fatto riferimento alla teoria di **Westergaard (1933)** in cui l'incremento dinamico $\mathbf{E_{wd}}$, risultante di una distribuzione di carico curvilinea q(z), agisce con un braccio pari 0,4*H, in cui H rappresenta l'altezza della struttura.

$$q(z) = \pm\frac{7}{8}K_h\gamma_w\sqrt{H * z}$$

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

La spinta dinamica E_{wd} va considerata in entrambi i versi andandosi così a sommare e a sottrarre alla spinta idrostatica E_{ws}.

Di seguito si effettuano le verifiche strutturali di tutti gli elementi, ipotizzando di realizzarla in zona sismica 1. In questo modo si vuole dimostrare come la struttura prefabbricata in pannelli d'acciaio sia in grado di resistere alla spinta sismica massima su territorio italiano.

4. Verifiche strutturali

4.1 Verifica degli sforzi e deformazioni sul pannello

Il pannello viene studiato come una membrana sottile, flessibile sotto carico trasversale. Il suo comportamento non è assimilabile a quello di una trave, ma ad una catenaria bidimensionale in due direzioni perpendicolari tra loro. Ne discende un comportamento che permette una miglior distribuzione delle tensioni in esercizio. La parete sottile quindi, presenterà valori di rigidezza molto diversi tra loro: in direzione perpendicolare al piano medio oscillerà intorno a valori discreti, funzioni della lunghezza della parete esterna e dell'influenza dell'incastro alle estremità. Parallelamente al piano medio, è invece caratterizzata da valori importanti che permettono un'ottima gestione delle azioni orizzontali.

Assumendo costante la pressione q sulla membrana, valgono le seguenti formule[3]:

$$\sigma = Z_1 \sqrt[3]{\left(\frac{ql}{s}\right)^2 \frac{E}{(1-\nu^2)}} \qquad f = Z_3 l \sqrt[3]{(1-\nu^2)\frac{ql}{Es}}$$

dove :

- f= freccia massima;
- σ=tensione massima;
- Z_1, Z_3 = coefficienti per membrana piatta con contorno appoggiato;
- L=1,50 m altezza pannello;
- l=1.35 m larghezza pannello;
- q= 14050 N/m^2 pressione lineare costante;
- s=0.002 m spessore pannello;
- E=210000000000 N/m^2 Modulo di Young;
- ν= 0.3 modulo di Poisson;

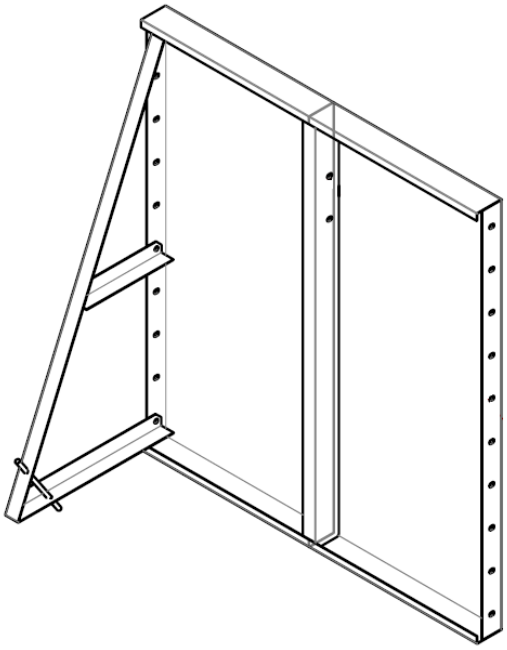

Figura 3: Vista 3D pannello Egeo Steel – Lunghezza variabile

[3] Ref. Costruzioni metalliche di Vittorio Zignoli, 1957, UTET (Lastre flessibilissime – membrane)

Per il calcolo esemplificato dello sforzo sul pannello e della deformazione dello stesso, si ipotizza la condizione più sfavorevole, ovvero quella in cui la piscina è vuota con il terreno in spinta, a tergo della struttura. Parte della deformazione qui calcolata verrà recuperata con la controspinta dell'acqua. Utilizzando le formule sopra indicate e considerando, ai fini della sicurezza, una pressione uniforme sul pannello pari alla spinta del terreno a profondità 1,50m si ottiene che:

$Z_1 = (l/L = 0.9) = 0.161$

$Z_3 = (l/L = 0.9) = 0.304$

Dove Z_1 e Z_3 sono due coefficienti per una membrana rettangolare fissata lungo il perimetro. Il loro valore varia in relazione al rapporto tra il lato minore ed il lato maggiore del pannello.

Lo sforzo massimo sulla membrana sarà dunque:

$$\sigma = Z_1 \sqrt[3]{\left(\frac{ql}{s}\right)^2 \frac{E}{(1-\nu^2)}} = 0.161 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{14050 \cdot 1.35}{0.002}\right)^2 \frac{210000000000}{(1-0.3^2)}} = 44.26 N/mm^2$$

$44{,}26\ N/mm^2 \ll 235\ N/mm^2$

Per quanto riguarda le deformazioni, nel caso critico di piscina vuota e spinta del terreno:

$$f = Z_3 l \sqrt[3]{(1-\nu^2)\frac{ql}{Es}} = 0.304 \cdot 1.35 \sqrt[3]{(1-0.3^2)\frac{14050 \cdot 1.35}{21000000000 \cdot 0.002}} = 0.014m = 14mm$$

La massima traslazione orizzontale risulta quindi pari a 14 mm.
Tale spostamento è di entità modesta. E' importante sottolineare come, in condizioni di esercizio, buona parte della deformazione verrà recuperata grazie alla controspinta dell'acqua.
Nonostante questo, per non compromettere l'utilizzo della struttura e non comportare danneggiamenti di natura estetica, o per quanto concerne l'impermeabilizzazione, sul pannello è presente un irrigidimento che fornisce un notevole contributo alla limitazione della deformazione.

4.2 Verifica degli sforzi sugli irrigidimenti

Il pannello di lunghezza 1,35 m, oltre ad essere vincolato in corrispondenza del contrafforte, risulta essere nervato, ovvero viene inserito un angolare (elemento in acciaio con sezione ad L di dimensione 95x50x2) che ha la funzione di irrigidimento, in maniera da contrastare gli effetti che potrebbero provocare l'ingobbimento della lastra fuori dal piano. Questa nervatura, resa solidale al pannello tramite saldatura, è posizionata a metà della lunghezza totale del pannello, con un interasse circa pari a 675 mm.
Per verificare la nervatura, si fa l'ipotesi che il contrafforte sia ininfluente ai fini dell'equilibrio e che la totalità del carico sia assorbita dall' irrigidimento.
Inoltre, essendo quest' ultimo saldato al pannello, il loro comportamento strutturale è assimilabile a quello di una trave incernierata alle due estremità, soggetta ad un carico distribuito.

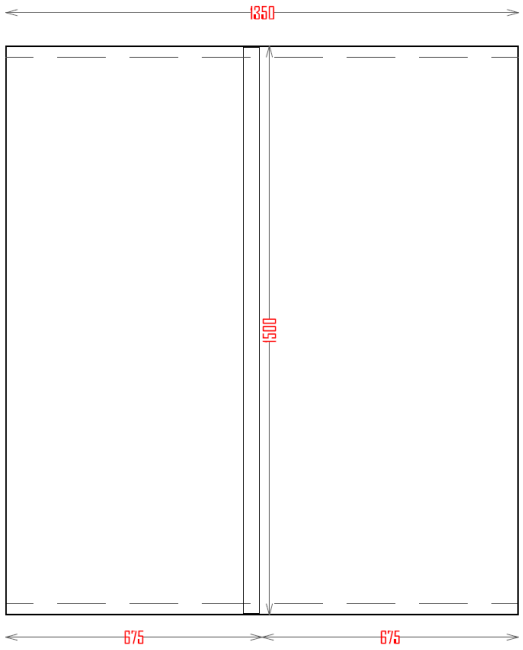

Figura 5: Prospetto pannello I.1.35m

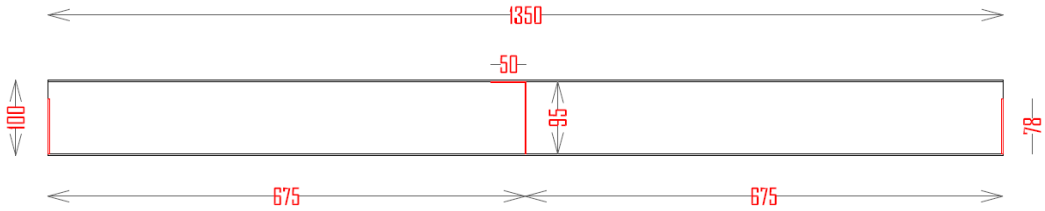

Figura 6: Vista in pianta del pannello di I.1,35m

Considerando la sezione resistente è possibile effettuare il calcolo delle caratteristiche geometriche. Si ottiene:

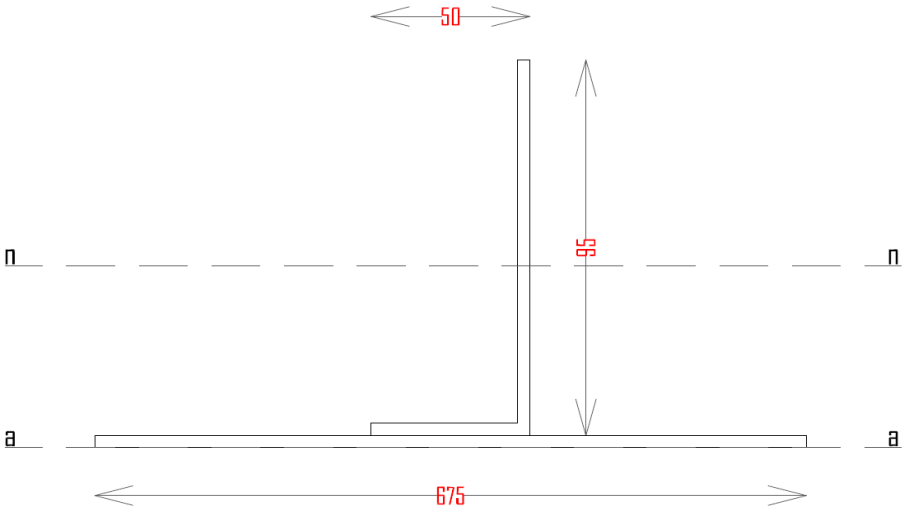

Figura 7: Particolare sezione nervatura di irrigidimento

- *Area*=1640 mm^2;
- *Momento statico*:11435 mm^3
- *Momento d'inerzia baricentrico*: 553376 mm^4
- *Posizione asse neutro*: 7 mm

Prendendo come riferimento una lunghezza di influenza pari ad 675 cm, le caratteristiche della sollecitazione sono di seguito riportate:

$$V_{SD} = 10{,}33\ KN/m$$

$$M_{SD} = 5.1\ KNm/m$$

In condizione ultima, al raggiungimento della completa plasticizzazione della sezione, il momento resistente risulta:

$$M_{RD} = W_{pl} * \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}} = 2 * 11435 * \frac{235}{1.05} = 5{,}50\ KNm$$

La sezione risulta verificata ($M_{RD} > M_{SD}$).

4.3 Verifica degli sforzi sul contrafforte

Il contrafforte è realizzato con un profilato ad L52x52x2 presso-piegato a freddo e presenta una sezione resistente pari a A=208 mm^2.
Considerando la condizione di carico più gravosa, questo elemento risulta soggetto unicamente ad uno sforzo di trazione, in quanto tutto il carico di compressione viene scaricato in fondazione direttamente al piede del pannello.
Ne consegue che l'elemento non presenterà fenomeni di instabilità e quindi la verifica potrà basarsi solamente sulla resistenza della sezione trasversale e dei giunti strutturali.
Per le membrature soggette a trazione assiale deve essere verificata tale condizione (UNI ENV 1993-1-1: 2004):

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

In cui il valore di progetto della forza di trazione N_{sd} deve risultare inferiore alla resistenza di progetto della sezione trasversale $N_{t,Rd}$.

- <u>Resistenza plastica di progetto della sezione lorda:</u>

$$N_{pl,Rd} = \frac{(208 \cdot 235)}{1.1} = 44.45\ KN$$

- <u>Resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori</u>

Per quanto riguarda angolari collegati su una sola ala attraverso un solo bullone (sezione ad L ancorata su un solo lato) si fa riferimento al punto 6.5.2.3 dell'Eurocodice 3 sopracitato per la determinazione di:

$$N_{t,Rd} = \frac{2 \cdot (e_2 - 0.5d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot (26 - 0.5 \cdot 10) \cdot 2 \cdot 235}{1.25} = 15.79\ KN$$

Si ottiene un valore di resistenza, considerando il valore inferiore tra i due sopra riportati, pari a 15,79 KN.
La risultante della spinta complessiva agente sulla parete del singolo pannello di lunghezza 1,00 m, in condizione di stato limite ultimo risulta essere pari a N_{Sd}=14,05 KN.

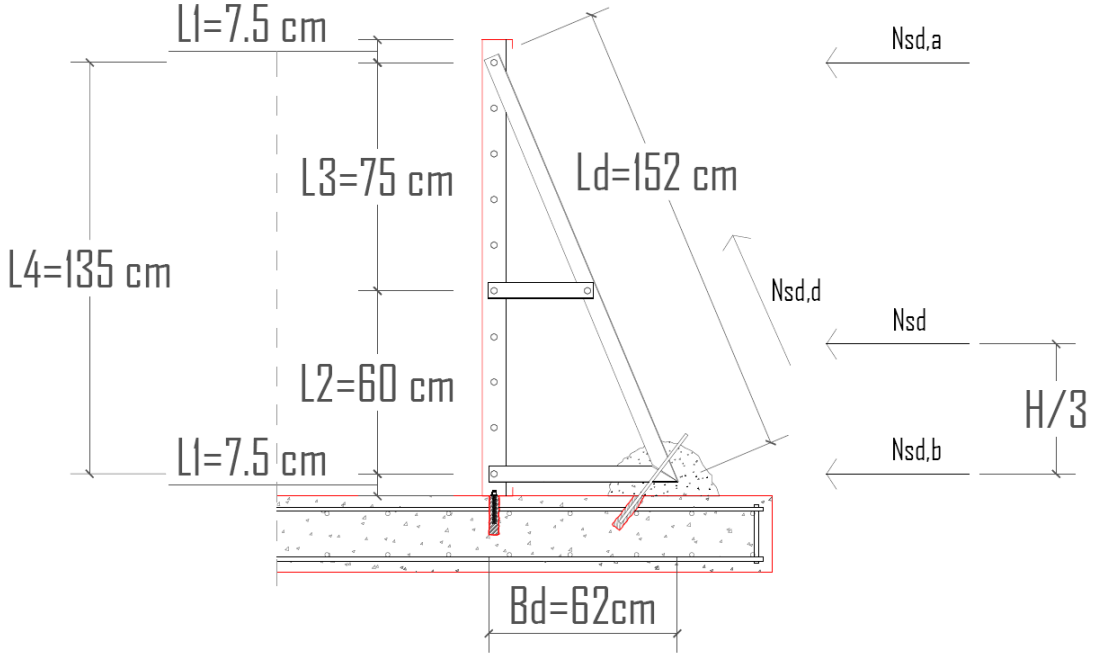

Figura 4: Ripartizione delle forze sul contrafforte

Scomponendo tale forza lungo gli elementi resistenti della struttura si ha:

$$N_{sd,a} = N_{sd} \cdot \frac{L_2}{L_4} = 14.05 \cdot \frac{60}{135} = 6.24\ KN$$

$$N_{sd,d} = N_{sd,a} \cdot \frac{L_d}{B_d} = 6.24 \cdot \frac{152}{62} = 15.29\ KN$$

$$N_{sd,b} = N_{sd} - N_{sa} = 14.05 - 6.24 = 7.81\ KN$$

Si avrà pertanto che:

$$N_{sd,d} = 15.29\ KN \leq N_{t,Rd} = 15.79\ KN$$

Il contrafforte sarà dunque sollecitato da uno sforzo di trazione ripartito su un'area effettiva di 1,50 cm^2.

La tensione lungo l'elemento inclinato del contrafforte sarà uguale a:

$$\sigma_{sd,d} = \frac{N_{sd,d}}{A_{eff}} = \frac{15.29}{1.50} = 10.13 \frac{KN}{cm^2} \ll 16 \frac{KN}{cm^2}$$

e lungo l'elemento orizzontale:

$$\sigma_{sd,b} = \frac{N_{sd,b}}{A_{eff}} = \frac{7.81}{1.50} = 5.20 \frac{KN}{cm^2} \ll 16 \frac{KN}{cm^2}$$

Le tensioni risultano inferiori al valore della tensione ammissibile dell'acciaio S235 pari a 16 KN/cm^2.

4.4 Verifica degli sforzi sui bulloni

Il pannello si oppone alle sollecitazioni di taglio tramite i tirafondi o le barre di fissaggio, che vincolano l'intera struttura con la platea di fondazione, ed i bulloni che collegano i singoli pannelli fra di loro. Ponendoci nella condizione più sfavorevole, in cui la prima tipologia di vincolo non sia in grado di dare alcun contributo all'assorbimento dello sforzo tagliante, il carico verrebbe interamente ripartito sui bulloni laterali.
Il collegamento tra la flangia verticale del pannello ed il contrafforte avviene mediante n° 3 bulloni.
Si utilizzano dei bulloni M12x25 con le seguenti caratteristiche:

- $classe\ 8.8;$
- $f_{yb} = 640\ N/mm^2$
- $f_{tb} = 800\ N/mm^2$
- $d = 12\ mm;$
- $Ares = 84\ mm^2$

Considerando un pannello di luce 1,35m, la risultante del carico sarà pari a $F_{v,sd} = 18.05\ \mathrm{K}N$.
Ogni bullone sarà dunque soggetto ad una forza di taglio e trazione pari a $F_{v,sd} = 6.02\ \mathrm{K}N$.
Qualora i bulloni siano soggetti a combinazioni di taglio e trazione devono inoltre soddisfare la seguente equazione:

$$F_{t,Rd} = \frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

In cui $F_{v,Rd}$rappresenta la resistenza di progetto al taglio e si calcola:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 84}{1.25} = 32.26\ KN$$

e $F_{t,Rd}$rappresenta la resistenza di progetto a trazione e si calcola:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 84}{1.25} = 48.38\ KN$$

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo ai collegamenti bullonati è uguale a: $\gamma_{M2} = 1.25$,
$n = 1$ rappresenta il numero delle facce collegate.

Segue:

$$F_{t,Rd} = 0.222 + 0.106 = 0.328 \leq 1$$

E risulta verificato.

4.5 Verifica a rifollamento giunzione flangia verticale/contrafforte

Si verifica la giunzione della flangia con il contrafforte. Questo collegamento è realizzato con un bullone M12. Risulta caricato da azione assiale pari a 13,93 KN. Lo sforzo di rifollamento sulla giunzione squadra-contrafforte va calcolato sulla sezione critica del contrafforte di 2mm ed Il calcolo viene effettuato secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 3, prospetto 6.5.3 dell'UNI ENV 1993 1-8.

La seguente equazione riporta la resistenza a rifollamento:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot \frac{f_{tb} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove :

- d = diametro del bullone: 12 mm;
- d_0= diametro del foro: 14 mm;
- t= spessore lamiera: 2 mm;
- γ_{M2}=coefficiente parziale di sicurezza collegamenti bullonati: 1.25;
- e_1= distanza minima dall'estremità;
- e_2= distanza minima dal bordo;
- $k = min\left\{\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right\} = 2.5;$
- $\alpha = min\left\{\frac{e_1}{3d_0}, \frac{f_{tb}}{f_{tk}}, 1\right\} = 1;$

La resistenza a rifollamento vale:

$$F_{b,Rd} = 17.30\ KN$$

L'Eurocodice 3 raccomanda, qualora si utilizzino bulloni M12 in fori con 2 mm di gioco, una riduzione della resistenza al taglio pari al 0.85 volte il valore sopra indicato. Si avrà:

$$F_{b,Rd,rid} = 0.85 \cdot 17.30\ = 14.70\ KN$$

La capacità di resistenza ultima a rifollamento del contrafforte da 2 mm a stato limite ultimo risulta superiore all'azione sollecitante. La giunzione risulta verificata.

4.6 Verifica delle reazioni vincolari

Per ogni contrafforte sono predisposti due tirafondi per collegare in maniera adeguata la struttura in pannelli d'acciaio con la platea di fondazione sottostante. In maniera cautelativa, ipotizzando che la totalità del carico sia contrastato interamente dai pioli, sarà opportuno effettuare la verifica di resistenza al taglio (EN 1998 6.5.3) degli elementi di connessione.

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Considerando due tirafondi M12, con le medesime caratteristiche meccaniche dei bulloni sopraelencate, si ottiene:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 84}{1.25} = 3226\ N = 32.26KN$$

E risulta:

$$F_{v,Sd} = 18.05KN < F_{v,Rd} = 32.26KN$$

La tensione tangenziale τ del singolo piolo è pari a 10,74 KN, inferiore al valore ammissibile a SLE.

5. Dettagli costruttivi

In fase esecutiva, esistono differenti modalità di messa in opera del pannello d'acciaio zincato Egeo Steel. Il collegamento con la platea sottostante in calcestruzzo armato può essere effettuato come di seguito riportato:

1) Collegamento struttura – platea mediante l'utilizzo di tirafondi M12x25;

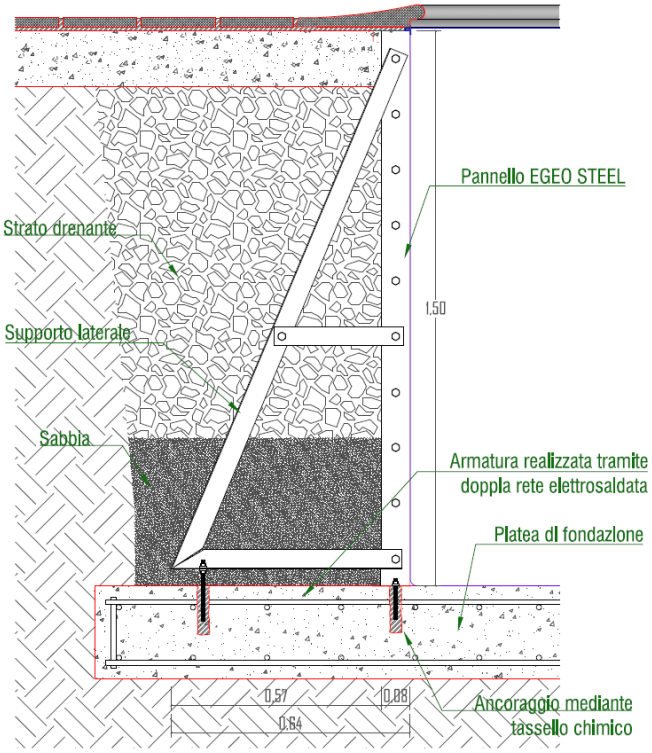

Figura 8: Sezione pannello con tirafondi

2) Collegamento struttura – platea mediante barre di prefissaggio realizzate con tondini d'armatura ϕ12 mm B450C e rinfianco in calcestruzzo;

3) Collegamento struttura – platea mediante piolo piegato realizzato con tondino d'armatura ϕ12 mm B450C e getto in calcestruzzo.

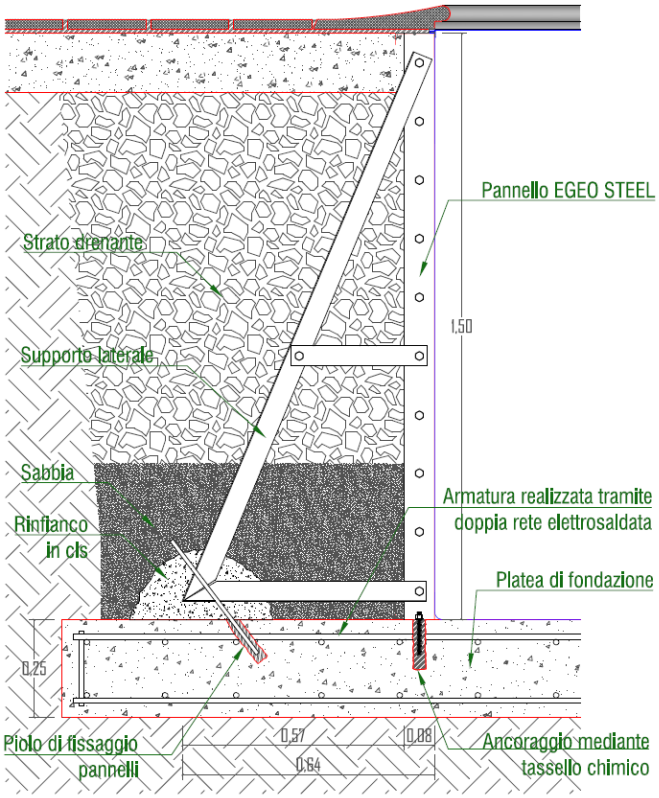

Figura 9: Sezione pannello con barre d'armatura e rinfianco in cls

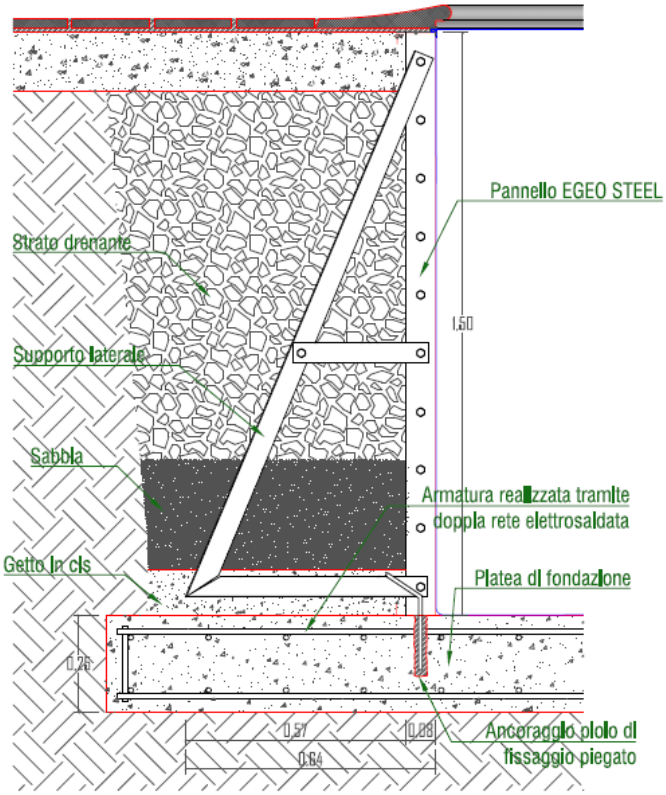

Figura 10: Sezione pannello con piolo piegato e getto cls

Note:

- Le informazioni contenute nel presente documento possono variare a discrezione del redigente, senza preavviso, contestualmente alle modifiche del prodotto in oggetto al presente documento.
- Eventuali schemi tecnici riprodotti nel presente documento hanno valenza puramente informativa.