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

GUIDA TECNICA PISCINA IN CASSERI ISOBLOK®

ATTENZIONE: il presente documento rappresenta un mero svolgimento della metodologia di calcolo, adottata per il dimensionamento delle armature di piscine in calcestruzzo armato, mediante l'utilizzo di casserature isotermiche a perdere ISOBLOK 300ks.
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

INTRODUZIONE

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto è stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. Ministero LL.PP. 14 febbraio 1992: “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D.M. Ministero LL.PP. 16 gennaio 1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- D.M. Ministero LL.PP. 11 marzo 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. Ministero LL.PP. 20 marzo 2003 n° 3274: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e allegati 1,2,3,4.
- D.M. Ministero LL.PP. 21 ottobre 2003: “disposizioni attuative del D.M. Ministero LL.PP. 20 marzo 2003”
- D.M. 17 gennaio 2018“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”
- UNI ENV 1998-2: “Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”
- UNI ENV 1997: “Eurocodice 7: progettazione geotecnica”.
- UNI EN 16582: "Piscine domestiche: requisiti generali inclusi i metodi di sicurezza e di prova"

Per le caratteristiche dei materiali si fa riferimento alle seguenti Norme:

- UNI 9858 - Calcestruzzo, Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.
- UNI EN 206-1 - Calcestruzzo, Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI ENV 1992 - Eurocodice 2: progettazione delle strutture cementizie.
- UNI-ENV 197-1 - Cemento, Composizione, Specificazioni e criteri di conformità.
- UNI 8520 - Aggregati per confezione di calcestruzzi - Definizione, classificazione e caratteristiche.
- ENI EN 10020 - Definizione e classificazione dei tipi di acciaio.

2. DATI GENERALI

2.1. Criteri di Analisi della Sicurezza

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono verificate per quanto riguarda:

- Verifica di resistenza agli Stati Limite Ultimi.

Nei calcoli sono state considerate le seguenti azioni:

- pesi propri degli elementi strutturali;
- carichi variabili;
- carichi sismici;

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. I parametri tecnico-strutturali sono indicati di seguito.

2.2. Caratteristiche dei Materiali

Per le strutture in fondazione e di elevazione si impiega la seguente classe di calcestruzzo:

- Calcestruzzo C25/30:

  Resistenza caratteristica cubica: $\mathbf{R_{ck}}$ = 30 N/mm^2

  Resistenza caratteristica cubica: $\mathbf{f_{ck}}$ = 25 N/mm^2

  Coefficiente di sicurezza parziale: γ_c=1.5

  Coefficiente per effetti di lungo termine: α_{cc}=0.85

  Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo**:** $\mathbf{f_{cd}}$=14.17 N/mm^2

  Diametro massimo degli inerti: 10mm< $\mathbf{D_{max}}$ <12 mm

  Classe di consistenza: **S3**

- Acciaio B450C (FeB44K):

  Resistenza a snervamento dell'acciaio: $\mathbf{f_{yd}}$ = 450 N/mm^2

  Tensione caratteristica di rottura: > 5400 daN/cm^2

  Allungamento: > 7,5%

  Coefficiente di sicurezza parziale: γ_s=1.15

  Modulo di elasticità: **E**=200000 MPa

  Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio: $\mathbf{f_{yd}}$=391.3 N/mm^2

  I ricoprimenti minimi ai sensi dell' EUROCODICE 2 - UNI ENV 1992-1-1: criteri e prescrizioni:

  Copriferro nominale minimo: $\mathbf{C_{min}}$=30 mm

- ISOBLOCK – Casseratura in EPS 200 dimensioni nominali L_u1250 x L_a 250 x h 300 mm.

2.3. Descrizione progetto

Nella presente guida si affronta il dimensionamento dell'armatura verticale ed orizzontale da inserirsi, in fase di allestimento, nelle pareti della piscina.

3. ANALISI DEI CARICHI

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:

➢ <u>Carichi permanenti:</u>

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

➢ <u>Carichi variabili:</u>

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

➢ <u>Carichi sismici</u>

3.1. 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 minimo 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;

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

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

$$q_h = K' * q_v$$

dove :

$q_v = 250\ Kg/m^2$

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

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:$1.35\ G+1.35P_{suolo}+1.5q_h$

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

3.2. 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:

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

4. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni sismiche e la verifica degli elementi strutturali in cemento armato viene eseguita utilizzando l'analisi Pseudo-Statica proposta dalle NTC 2018, essendo l'opera di geometria e importanza ordinaria. Il modello di riferimento per l'analisi è costituito dall'opera di sostegno-fondazione e da un cuneo di terreno a monte che si suppone in stato di equilibrio limite attivo. Ipotizzando dei valori ragionevoli delle caratteristiche meccaniche del terreno [2] di riempimento con l'ausilio della 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 muro-terreno: $\delta_d = 15{,}0$ °
- Inclinazione paramento di monte : $\psi = 90{,}0$ °
- Inclinazione profilo del terrapieno di monte: $\beta = 0{,}0$ °
- Inclinazione profilo valle: $\beta_{valle} = 0{,}0$ °
- Inclinazione della risultante delle forze di volume: $\theta = 8°$

dove:

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

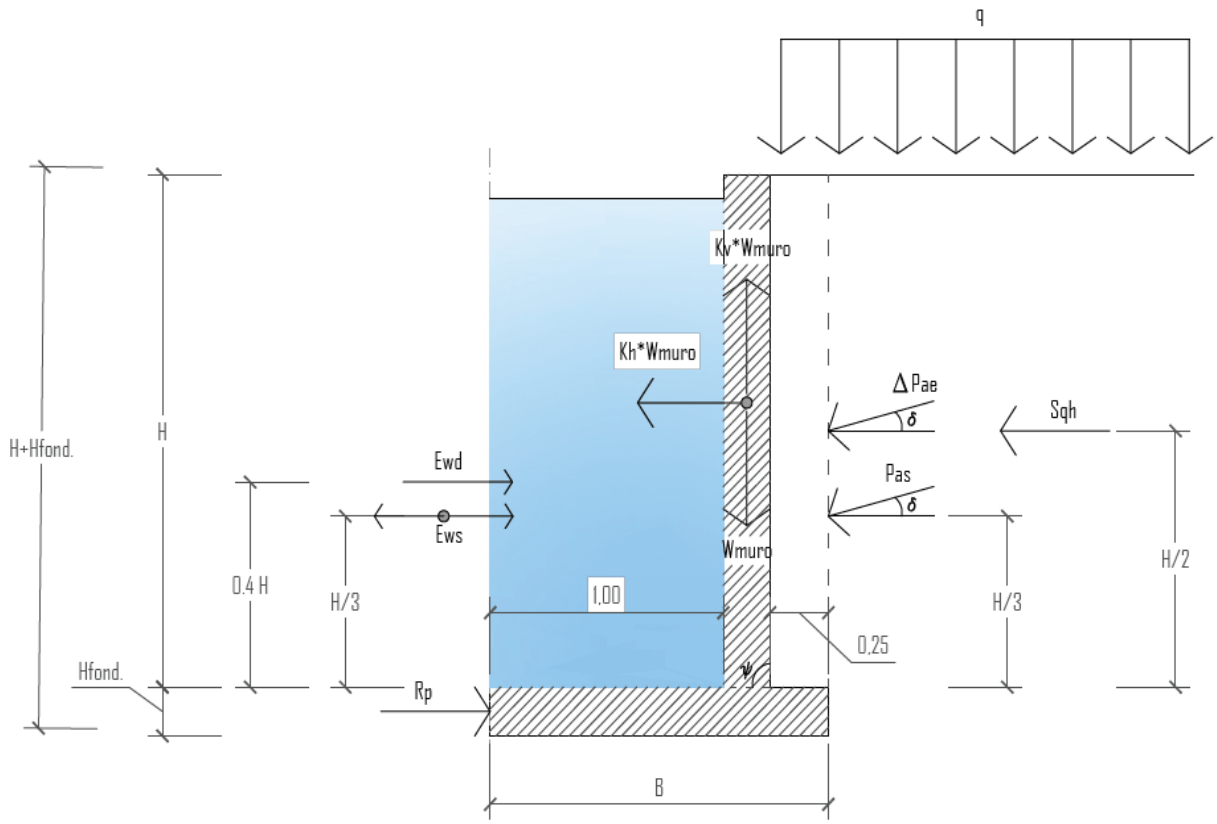

Figura 2: Forze agenti sulla struttura

[2] Valori medi raccomandati da Normativa. In fase esecutiva riferirsi ai valori effettivi di progetto, non ai dati tecnici della presente.

4.1. 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 $\beta < (\phi\text{-}\theta)$, 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 del muro;
- uno dinamico dovuto all'azione sismica $\mathbf{\Delta P_{AE}}$ agente nella mezzeria del muro.

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

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

4.2. Resistenza passiva dinamica del terreno

La spinta orizzontale $\mathbf{R_p}$ (statica e dinamica) esercitata dal terreno a valle ed agente sulla fondazione è data dalla seguente formula, in cui la resistenza passiva viene ridotta del 50%, a causa dell'eventualità che possa essere rimaneggiato, in base al D.M. 11/03/1988 - punto D.4.1:

$$R_p = \frac{1}{2} * \left(\frac{1}{2}\gamma * (1 \pm K_v) * K_p * D^2\right)$$

Per calcolare il coefficiente dinamico $\mathbf{K_p}$, valido per stati di spinta passiva (con resistenza a taglio nulla tra muro e terreno) si adotta:

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

Il D.M. 11.03.88 sottolinea inoltre che l'equilibrio deve essere garantito anche senza il contributo della massa di terreno alla base del muro; di conseguenza, ponendosi a favore di sicurezza, si assume un valore nullo della resistenza passiva (R_p=0).

4.3. Spinta statica e dinamica del sovraccarico

La spinta orizzontale $\mathbf{S_{qh}}$ (statica e dinamica) esercitata dal sovraccarico ed agente sull'opera di sostegno è data da:

$$S_{qh} = q_h * K_a * H$$

4.4. Spinta idrodinamica

In presenza di acqua libera sulla faccia del muro, 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 del muro.

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

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

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

4.5. Caratteristiche della sollecitazione

Prendendo in considerazione tutte le azioni statiche e dinamiche agenti sulla struttura derivanti dal peso del terreno e dell'acqua, dal sovraccarico e considerando le combinazioni di carico (**SLS1, SLS2, SLU1, SLU2**), con i relativi coefficienti parziali di sicurezza, è possibile calcolare le sollecitazioni di Taglio e Momento tramite due equazioni a traslazione orizzontale e a rotazione.

- <u>Combinazione 1</u>: Pressioni al suolo ed addizionali su piscine parzialmente o totalmente interrate e vuote:

- $\boldsymbol{V_{sd}} = P_{AS} * \cos\delta + \Delta P_{AE} * \cos\delta + K_h * W_{muro} + S_{qh} - R_p$
- $\boldsymbol{M_{sd}} = \left[\left(P_{AS} * \cos\delta\right) * \frac{H}{3} + \left(\Delta P_{AE} * \cos\delta\right) * \frac{H}{2} - \left(P_{AS} * \sin\delta\right) * \frac{B}{2} - \left(\Delta P_{AE} * \sin\delta\right) * \frac{H}{2} + \left(K_h * W_{muro}\right) * y_G - \left(W_{muro} * e\right) + \left(K_v * W_{muro} * e\right) + S_{qh} * \frac{H}{2} - R_p * \frac{H_{fond}}{2}\right)\right]$

- <u>Combinazione 2</u>: Pressioni idrostatiche su piscine riempite prima del reinterro o fuori terra

- $\boldsymbol{V_{sd}} = E_{wd} + E_{ws}$
- $\boldsymbol{M_{sd}} = \left[\left(E_{ws} * \frac{H}{3} + E_{wd} * 0.4H\right)\right]$

Una volta ottenute le sollecitazioni agenti su un metro lineare di manufatto è possibile ricondurre tali sollecitazioni su di un "pilastrino" in cls di dimensioni 15x15 cm (corrispondente alla sezione resistente minima che si viene a formare una volta che la struttura è gettata in opera) considerando per la ripartizione del carico, un'area di competenza pari a 25 cm (corrispondente all'interasse fra le nervature in EPS del cassero).

5. DIMENSIONAMENTO ARMATURE

Il dimensionamento delle armature viene definito mediante i valori delle caratteristiche geotecniche, dei parametri meccanici del terreno e di conseguenza delle azioni agenti sulla struttura. Si precisa quindi che è necessario, in fase esecutiva, riferirsi ai valori effettivi di progetto e non ai dati tecnici della presente.

5.1. Armatura platea di fondazione

L'opera di fondazione, che consente di sfruttare al meglio la capacità portante del terreno, contrastandone i cedimenti differenziali, è una platea. Il suo spessore è legato alle sollecitazioni di taglio e punzonamento provenienti dalle pareti della vasca. In genere, per platea, si considera un elemento piano sottile, il cui spessore "*h*" sia inferiore ad un ventesimo della dimensione minima "*l*" in pianta:

$$\frac{h}{l} < \frac{1}{20}$$

Lo studio dell'interazione terreno-struttura è essenziale per assicurare il buon funzionamento della fondazione stessa e mantenere le sollecitazioni entro livelli accettabili.
Il modello più diffuso per riprodurre il comportamento del terreno è il modello di **suolo alla Winkler**, che considera il suolo come un mezzo costituito da un letto di molle indipendenti fra loro, con comportamento elastico e **rigidezza caratteristica K**. Lo spostamento verticale di ciascun punto del terreno di fondazione dipende, quindi, dalla pressione agente in quel punto: la rigidezza **K** di Winkler è quindi espressione del modello geotecnico di sottosuolo.
Per dimensionare un elemento strutturale bidimensionale, come una piastra, non esistono soluzioni esatte disponibili (formule analitiche o risultati tabellari), ma bisogna ricorrere a **metodi numerici** per ottenere la soluzione del problema.
I metodi di risoluzione per il calcolo di elementi bidimensionali:

1. Metodi di risoluzione agli *Elementi Finiti*
2. Metodo delle *Differenze Finite*
3. Metodi approssimati (*Grashov* o metodo delle strisce)

Una volta determinate le sollecitazioni che agiscono in fondazione e determinato lo spessore della platea, occorrerà dimensionare l'armatura.
Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico: non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.
Le NTC 18 (§7.2.5) impongono che, per fondazioni in c.a., i quantitativi minimi di armatura longitudinale, sia superiormente che inferiormente, siano in percentuale non inferiori allo 0.2% dell'area della sezione di calcestruzzo:

$$A_s = 0.2\% * A_c$$

Per il calcolo della platea di fondazione è stato considerato un suolo di tipo "B", poiché tale tipologia è la più diffusa sul territorio nazionale[3]. Considerando i parametri geotecnici proposti dalla normativa di riferimento e questa tipologia di sottosuolo, si può definire, come soluzione congrua, l'utilizzo di una platea con spessore pari a 20 cm ed un'armatura costituita da una doppia rete elettrosaldata, di diametro Ø10mm, ad interasse costante di 15 cm, distanziata con cavalletti.
I ferri di ripresa per le pareti, qualora non preparati con l'armatura della platea, possono essere posizionati successivamente al getto della stessa, attraverso un ancoraggio chimico, realizzato tramite l'uso di resina epossidica bi-componente.

[3] Valore medio del territorio nazionale. In fase esecutiva riferirsi ai valori effettivi di progetto, non ai dati tecnici della presente.

5.2. Armatura parete della vasca

Le pareti della vasca devono essere armate in modo da contenere gli sforzi di sollecitazione e mantenere le tensioni nel campo degli stati limiti considerati.

La sovrapposizione minima dell'armatura verticale ed orizzontale deve essere maggiore uguale a 60 diametri nel rispetto delle **"Linee Guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera (n.117 del 10/02/2011)"**

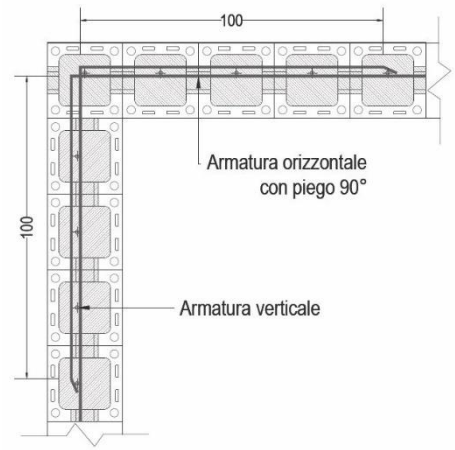

Figura 5.2.1

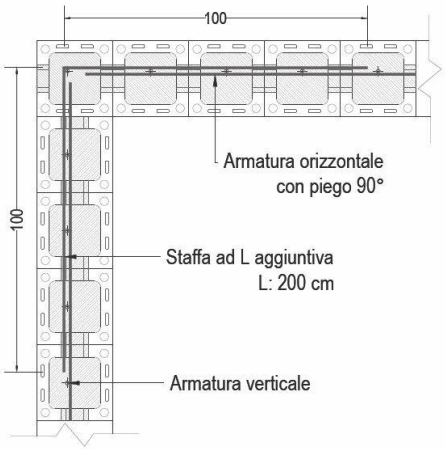

Figura 5.2.2

5.2.1) Dettaglio sovrapposizione **armatura orizzontale** tramite **piego dei ferri.**

5.2.2) Dettaglio sovrapposizione **armatura orizzontale** tramite **staffe ad "L"**.

5.3. Dettagli costruttivi

Nelle seguenti immagini si rappresenta la differente **posizione dell'armatura** per una piscina interrata e per una piscina fuoriterra, l'armatura dovrà essere posizionata verso il lato con una maggiore spinta.

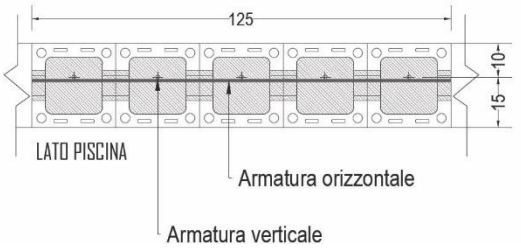

Figura 5.2.4: Dettaglio costruttivo armatura per piscina interrata

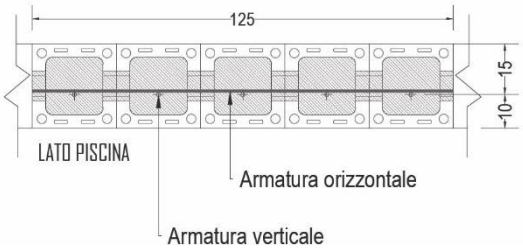

Figura 5.2.5: Dettaglio costruttivo armatura per piscina fuoriterra

- 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.