



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Edile

**Dipartimento di Scienze e Ingegneria della Materia,
dell'Ambiente ed Urbanistica**

Aspetti esecutivi delle fondazioni superficiali

Executive aspects of shallow foundations

Relatore

Chiar.ma Prof. Evelina Fratolocchi

Tesi di laurea di:

Alessandro Fratoni

Anno Accademico 2021/2022

Sommario

INTRODUZIONE.....	3
CAPITOLO 1 - FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	4
1.1 FONDAZIONI A TRAVE ROVESCIA	4
1.2 PLATEA	6
1.3 PLINTI.....	7
CAPITOLO 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
2.1 N.T.C. 2018.....	9
CAPITOLO 3 - PROGETTAZIONE	15
3.1 MECCANISMI DI ROTTURA.....	15
3.2 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	15
CAPITOLO 4 - ASPETTI ESECUTIVI.....	22
4.1 SCAVI.....	22
4.2 CARPENTERIE.....	23
CAPITOLO 5 - CONCLUSIONI	36
BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	37

INTRODUZIONE

L'oggetto della presente tesi è l'analisi dettagliata delle fondazioni superficiali, ed in particolare gli aspetti esecutivi ad esse legati.

La funzione delle fondazioni è quella di trasferire i carichi provenienti dalla struttura in elevazione al terreno sul quale l'edificio poggia. È evidente, dunque, che la scelta della tipologia di fondazione dipende sia dalla struttura sovrastante che dal terreno, ed in particolare da:

- caratteristiche del terreno ed eventuale presenza di falda
- entità dei carichi da trasferire
- profondità di interrimento e andamento planimetrico del terreno
- forma dell'area oggetto di edificazione
- tipo di struttura in elevazione.

Sarà dunque necessario ottenere tutte le informazioni necessarie per effettuare una progettazione ottimale delle fondazioni. Le operazioni da eseguire prima di avviare la progettazione sono:

- inquadramento geologico ed analisi geomorfologica del sito
- indagini geotecniche del terreno,
- esame del comportamento statico delle costruzioni esistenti nelle immediate vicinanze e informazioni sul tipo di fondazione adottato in queste costruzioni.

Sulla base delle suddette osservazioni ed indagini è possibile definire il modello geotecnico del terreno e valutare quindi la tipologia di fondazione più idonea, con il dimensionamento della stessa, fino ad arrivare ad un grado di dettaglio esecutivo che ne consenta la corretta realizzazione.

CAPITOLO 1 - FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le fondazioni superficiali trasferiscono il carico dall'edificio alla porzione più superficiale del terreno e costituiscono una soluzione efficiente sia dal punto di vista strutturale che economico.

Il piano di posa deve comunque essere più profondo della coltre superficiale di terreno vegetale ed eventualmente di riporto, e lo strato di terreno soggetto all'azione del gelo o a variazioni stagionali del contenuto d'acqua (in Italia, questo strato è stimabile in circa 1-2 metri). In ogni caso, il piano di posa dovrà essere al sicuro dall'azione delle acque superficiali.

Le fondazioni superficiali possono essere divise in due macrogruppi:

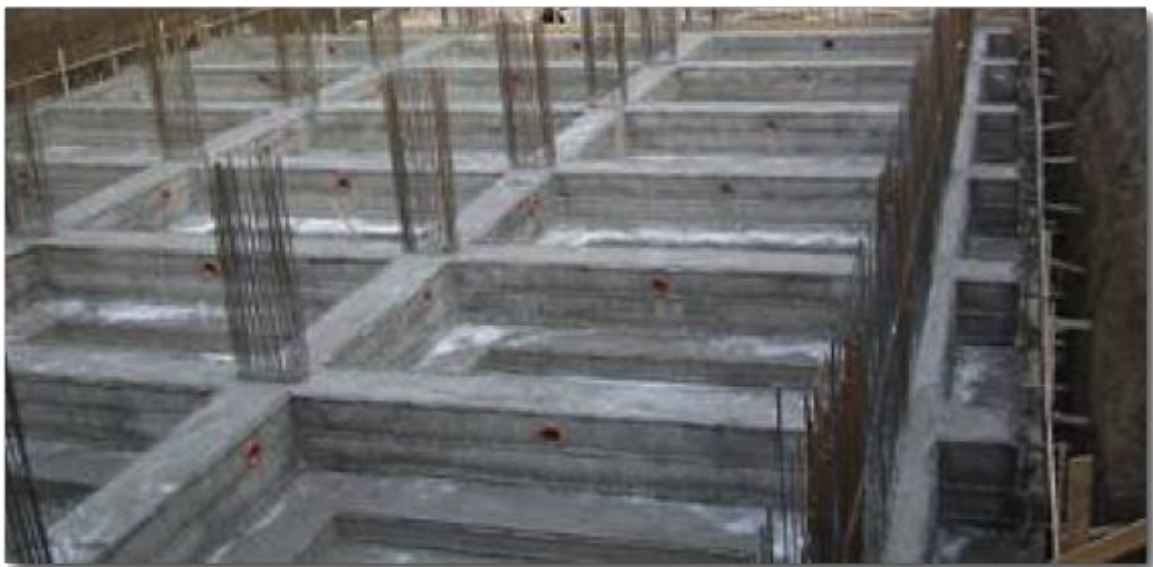
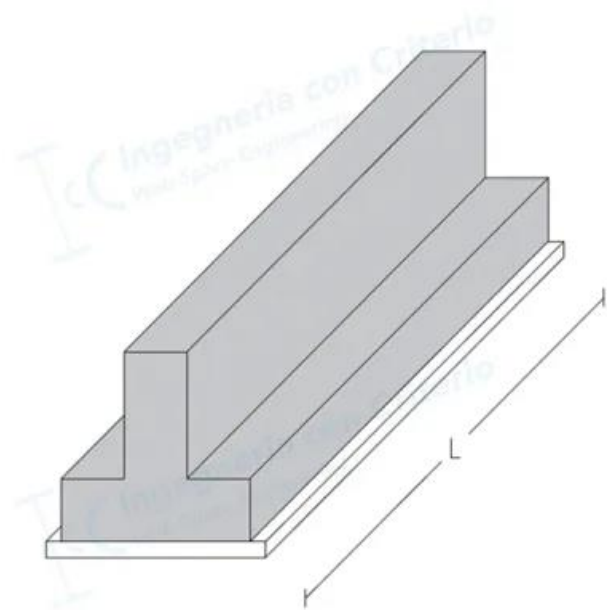
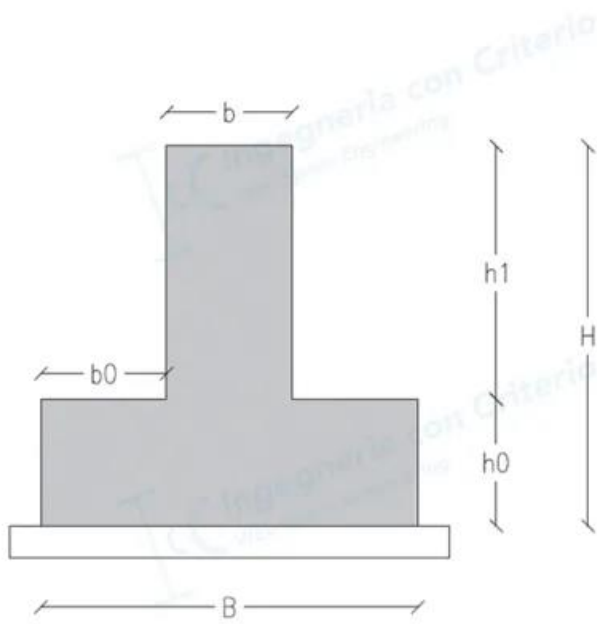
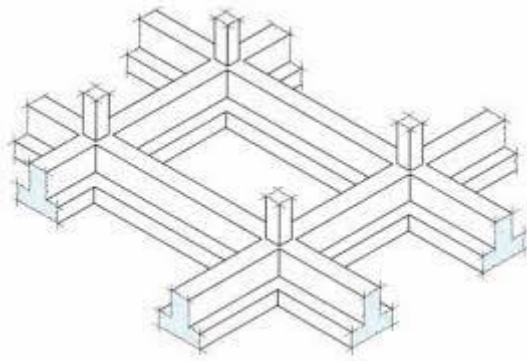
- fondazioni continue: trasmettono al terreno carichi distribuiti su estese superfici continue. Tra queste troviamo platea e travi rovesce
- fondazioni discontinue: trasmettono al terreno carichi distribuiti su ridotte superfici isolate. Tra queste troviamo i plinti.

1.1 FONDAZIONI A TRAVE ROVESCIA

In genere questo tipo di fondazione viene realizzata come una soletta a contatto col terreno mentre, al di sopra, troviamo un'anima sulla quale andranno a poggiare i pilastri della struttura in elevazione. Essa deve il proprio nome al fatto che geometricamente risulta speculare alle normali travi a T.

È utilizzata principalmente laddove i pilastri della sovrastruttura di trovano disposti con un interasse molto ravvicinato.

È molto importante che la trave stessa abbia uno sbalzo, questo perché dal punto di vista statico è più corretto.



1.2 PLATEA

La platea è una tipologia di fondazione superficiale che viene utilizzata quando l'area di impronta delle travi rovesce eccede il 50-60% dell'area d'impronta dell'edificio ed in genere ha uno spessore compreso tra 0.4 e 2 m.

Questo tipo di fondazione è descrivibile come una "piastra" che trasmette il carico dei pilastri al terreno.

Essa può occupare o eccedere l'intera area in pianta della struttura in elevazione.

È molto utilizzata nel caso in cui nel progetto vengono adottati uno o più piani interrati, o se vi è presente una falda la platea viene posta al disotto del livello per avere una funzione di impermeabilizzazione.

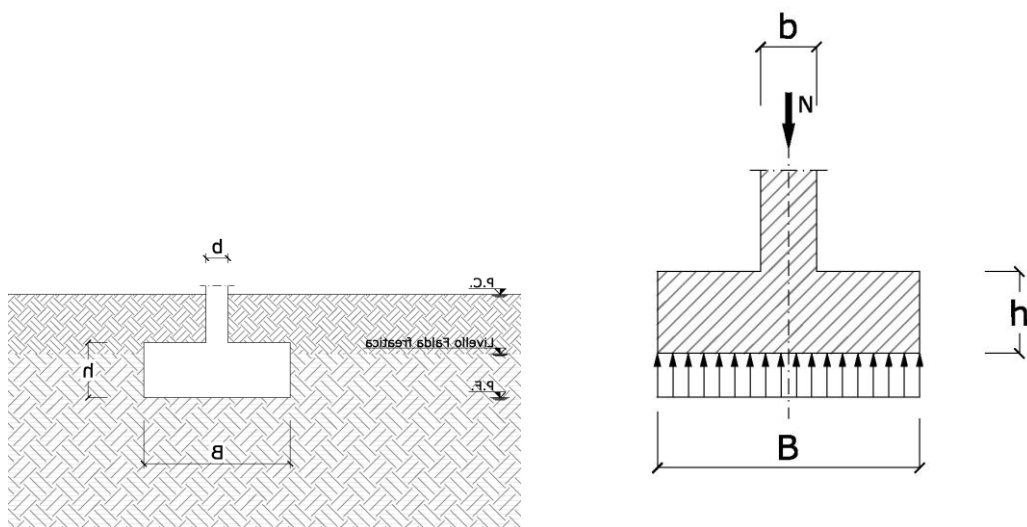


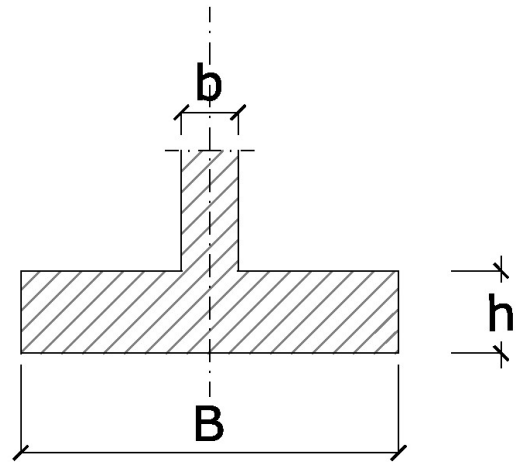
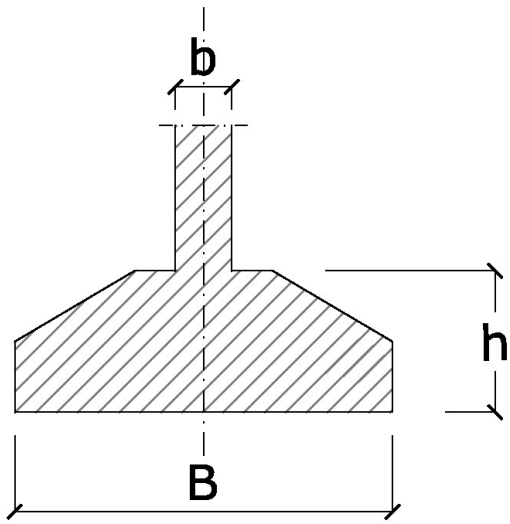


1.3 PLINTI

I plinti sono prettamente utilizzati per edifici con carichi modesti.

Vengono realizzati con un'imposta sufficientemente ampia da consentire il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza richiesti. Essi possono essere isolati, collegati con cordoli o collegati con travi.





CAPITOLO 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 N.T.C. 2018

La normativa vigente in materia di fondazioni superficiali e, più in generale, di costruzioni ed opere edili e civili, è il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, il quale definisce al capitolo 6.4 le Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti.

Queste definiscono due tipologie di azioni: l'azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d .

- L'azione di progetto E_d , nella verifica di capacità portante, è il carico verticale trasmesso dalla sovrastruttura; nella verifica a scorrimento, invece, è il carico orizzontale trasmesso dalla sovrastruttura.
- La resistenza di progetto R_d è funzione della resistenza del terreno e della combinazione di carichi agente sulla fondazione.

Per una corretta progettazione dovrà risultare: $E_d \leq R_d$

2.1.1 STATI LIMITE

Con il termine "Stato limite" si intende la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

La progettazione di un'opera in funzione di un livello di prestazione e sicurezza viene infatti definita dai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo (SLU) "capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera".
All'interno di essi si distinguono:
 - lo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU);

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR);
- lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), il quale a sua volta comprende il collasso per il carico limite fondazione-terreno, il collasso per scorrimento sul piano di posa, il collasso per perdita della stabilità globale.
- Stato Limite di Esercizio (SLE) “capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio”.

Alcuni esempi di superamento degli SLU possono essere:

- Perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte
- Spostamenti o deformazioni eccessive
- Raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni
- Raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni
- Instabilità di parti della struttura o del suo insieme

Alcuni esempi di superamento degli SLE possono essere:

- Spostamenti e deformazioni che possono limitare l'uso, l'efficienza o l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.
- Vibrazioni che possono compromettere l'usabilità dell'opera
- Danni per fatica che vanno a compromettere la durabilità dell'opera
- Corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Nei confronti dell'azione sismica, gli stati limite ultimi e di esercizio sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Come stato limite ultimo si definiscono:

- Stato Limite di Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per lo stato limite di esercizio si definiscono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione, nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni significative.
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed

orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

2.1.2 APPROCCI PROGETTUALI

Le NTC 2018 permettono due differenti approcci, ciascuno caratterizzato da propri coefficienti di sicurezza che devono essere applicati alle azioni (coefficienti A1 e A2), ai parametri geotecnici dei terreni (coefficienti M1 e M2) ed alle resistenze calcolate (coefficienti R1, R2 e R3).

Gli approcci di cui sopra vengono di seguito schematizzati:

- Approccio 1
 - combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
 - combinazione 2: $(A2+M2+R2)$
- Approccio 2
 - $(A1+M1+R3)$

L'analisi relativa al carico limite, anche in campo sismico, può essere eseguita sia mediante l'Approccio 1 che l'Approccio 2. Nell'Approccio 1 si utilizza la combinazione 2 ponendo i coefficienti parziali sulle azioni (A2) pari all'unità.

Di seguito si riportano le tabelle (fonte NTC18) recanti i coefficienti parziali da applicare rispettivamente alle azioni o all'effetto delle azioni, ai parametri geotecnici del terreno ed alle resistenze calcolate, in funzione dell'Approccio progettuale scelto:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(4)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma\gamma$	γ_γ	1,0	1,0

2.1.3 VERIFICHE

Le verifiche devono essere eseguite sia in campo statico che sismico, a breve ed a lungo termine, come da tabella sottostante.

SLU	EQU	1. Verifica di equilibrio come corpo rigido
	GEO	1. Collasso per raggiungimento carico limite terreno-fondazione 2. Collasso per scorrimento terreno- fondazione 3. Collasso per perdita di stabilità globale
SLE	Verifica di spostamenti e distorsioni rispetto ai requisiti prestazionali della struttura	

In particolare, in ogni verifica SLU deve risultare $\Rightarrow E_d \leq R_d$

E_d è l'azione di progetto o l'effetto dell'azione

R_d è la resistenza di progetto

Nelle verifiche SLE deve risultare=> $E_d \leq R_d$

E_d è l'azione di progetto o l'effetto dell'azione

R_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni

- Capacità portante

E_d = carico verticale di progetto N_d o V_d

R_d = valore di progetto del carico verticale che produce collasso del sistema terreno-fondazione N_{lim} o V_{lim}

- Scorrimento del piano di posa

E_d = carico orizzontale di progetto H_d

R_d = valore di progetto del carico orizzontale che produce scorrimento della fondazione H_{lim}

- Stabilità globale (se si impone equilibrio alla rotazione)

E_d = momento instabilizzante di progetto $M_{stab,d}$ R_d = momento stabilizzante di progetto $M_{inst,d}$

Si specifica che tutte le analisi agli stati limite ultimi e di esercizio sopra presentate devono essere soddisfatte, nell'approccio considerato. Nella generalità dei progetti accade che, in funzione della tipologia di struttura, dei carichi statici e sismici in gioco, del comportamento granulare o coesivo dei terreni, della presenza o assenza di falda, etc., alcune di esse assumono carattere dominante.

CAPITOLO 3 - PROGETTAZIONE

3.1 MECCANISMI DI ROTTURA

I meccanismi di rottura possono essere di tre tipi:

- Rottura generale
- Rottura locale
- Punzonamento

Nella rottura generale si ha la formazione di superfici di scorrimento ben definite, dal piano di posa fino al piano campagna.

È una rottura di tipo fragile, che porta all'immediato collasso.

Nella rottura per punzonamento le superfici di scorrimento non sono ben definite e sono limitate in vicinanza della fondazione dove presentano una diramazione sub-verticale.

È una rottura di tipo duttile, tipica rottura dei materiali incoerenti; infatti, questi non hanno un preciso punto di collasso.

La rottura locale è un tipo di rottura intermedia tra le due sopra citate.

3.2 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Il carico limite dipende da 3 fattori:

- Coesione del terreno
- Sovraccarico laterale
- Peso del terreno

La formula generale è trinomia, ed è nota come soluzione di Terzaghi. Si ipotizza la presenza di attrito tra fondazione e terreno; infatti, il terreno al di

sotto della fondazione è considerato in equilibrio elastico, ha un angolo ϕ e penetra nel terreno come se fosse un tutt'uno con la fondazione. Mentre il terreno a lato della fondazione non ha resistenza ma solo peso proprio.

Terzaghi arriva a questa soluzione grazie al metodo dell'equilibrio limite, andando ad applicare la sovrapposizione degli effetti, delle 3 soluzioni ottenute ne considera ognuna singolarmente.

Non si dispone, infatti, di una soluzione esatta che tenga in considerazione tutti i contributi ma, tuttavia, la sovrapposizione degli effetti porta a risultati cautelativi e quindi può essere utilizzata correttamente.

$$q_{lim} = cN_c + 0.5B_\gamma N_\gamma + qN_q$$

Le ipotesi che Terzaghi utilizza sono dette "restrittive":

- Il terreno è un mezzo rigido-plastico, omogeneo e isotropo
- La fondazione è superficiale, cioè senza approfondimento $D=0$
- La fondazione nastriforme, B (larghezza)/ L (lunghezza)=0
- Il carico è centrato, $M=0$
- Il carico orizzontale è nullo, $H=0$
- Il piano di posa è orizzontale, $\alpha=0$
- Terreno ai lati del piano di posa è orizzontale, $\omega=0$

I fattori di capacità portante sono N_c , N_q e N_γ , coefficienti adimensionali ricavati in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

Fattori di capacità portante (EC7 Annex D)

ϕ	Nc	Nq	N γ	ϕ	Nc	Nq	N γ
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	10,59
1	5,38	1,09	0,00	27	23,94	13,20	12,43
2	5,63	1,20	0,01	28	25,80	14,72	14,59
3	5,90	1,31	0,03	29	27,86	16,44	17,12
4	6,19	1,43	0,06	30	30,14	18,40	20,09
5	6,49	1,57	0,10	31	32,67	20,63	23,59
6	6,81	1,72	0,15	32	35,49	23,18	27,72
7	7,16	1,88	0,22	33	38,64	26,09	32,59
8	7,53	2,06	0,30	34	42,16	29,44	38,37
9	7,92	2,25	0,40	35	46,12	33,30	45,23
10	8,34	2,47	0,52	36	50,59	37,75	53,40
11	8,80	2,71	0,66	37	55,63	42,92	63,18
12	9,28	2,97	0,84	38	61,35	48,93	74,90
13	9,81	3,26	1,05	39	67,87	55,96	89,01
14	10,37	3,59	1,29	40	75,31	64,20	106,05
15	10,98	3,94	1,58	41	83,86	73,90	126,74
16	11,63	4,34	1,91	42	93,71	85,37	151,94
17	12,34	4,77	2,31	43	105,11	99,01	182,80
18	13,10	5,26	2,77	44	118,37	115,31	220,77
19	13,93	5,80	3,30	45	133,87	134,87	267,75
20	14,83	6,40	3,93	46	152,10	158,50	326,20
21	15,81	7,07	4,66	47	173,64	187,21	399,36
22	16,88	7,82	5,51	48	199,26	222,30	491,56
23	18,05	8,66	6,50	49	229,92	265,50	608,54
24	19,32	9,60	7,66	50	266,88	319,06	758,09
25	20,72	10,66	9,01				

La formula trinomia di Terzaghi, però, non tiene conto di alcune considerazioni fondamentali:

- Sovrapposizione degli effetti con terreno rigido-plastico
- Soluzione non teoricamente rigorosa, la quale va a vantaggio di sicurezza
- È possibile trovare soluzioni esatte solo per Nc e per Nq
- Per N γ non esistono soluzioni esatte, in quanto dipende dalla ruvidezza della fondazione
- Nc e Nq a differenza di N γ , invece, non tengono conto della ruvidezza della fondazione.

Per generalizzare l'equazione di Terzaghi si introducono i coefficienti di Brinch-Hansen, come segue:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

dove:

- Fondazione superficiale → coeff. d
- Fondazione nastriforme → coeff. s
- Carico orizzontale nullo (H=0) → coeff. i
- Piano di posa orizzontale → coeff. b
- Terreno laterale orizzontale → coeff. g

Nei terreni a bassa permeabilità è necessario distinguere la condizione di breve termine e quella di lungo termine:

Breve termine (condizioni non drenate)

$$\tau = c_u$$

$$\emptyset = \emptyset_u = 0 \Rightarrow N_c = 5.14 ; N_\gamma = 0 ; N_q = 1$$

$$q_{lim} = 5.14 C_u + q$$

Lungo termine (condizioni drenate)

$$c = c'$$

$$\emptyset = \emptyset'$$

$$q_{lim} = c' N_c + 0.5B\gamma N_\gamma + qN_q$$

Nei terreni ad alta permeabilità, in condizioni statiche, si considera la condizione drenata anche nel breve termine.

Verifica a breve termine

Per i terreni a bassa permeabilità, introducendo i coefficienti di Brinch-Hansen si ha:

$$q_{lim} = c_u \cdot 5.14 \cdot s_c^{\circ} \cdot d_c^{\circ} \cdot i_c^{\circ} \cdot b_c^{\circ} \cdot g_c^{\circ} + q$$

Correzione per forma, inclinazione del carico e della base date dall'EC7

$$s_c^{\circ} = 1 + 0.2 B/L$$

$$i_c^{\circ} = 0.5 [1 + (1 - H/A'cu)0.5]$$

$$b_c^{\circ} = 1 - 2\alpha/(\pi+2) \quad \alpha = \text{inclinazione base}$$

Correzione per profondità del piano di posa e inclinazione del terreno

$$d_c^{\circ} = 1 + 0.4 D/B \quad \text{se } D < B$$

$$d_c^{\circ} = 1 + 0.4 \tan^{-1} D/B \quad \text{se } D > B$$

$$g_c^{\circ} = 1 - 2\omega/(\pi+2) \quad \omega = \text{inclinazione terreno}$$

Verifica a lungo termine:

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + 0.5 B \gamma N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Coefficienti per forma (s) e inclinazione piano di posa (b):

$$s_c = \frac{S q N q - 1}{N q - 1}$$

$$S_{\gamma} = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{Forma rettangolare}$$

$$S_{\gamma} = 0.7 \quad \text{Forma quadrata o circolare}$$

$$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \theta \quad \text{Forma rettangolare}$$

$$S_q = 1 + \sin \varnothing$$

Forma quadrata o circolare

$$b_q = B\gamma = (1 - \alpha \tan \varnothing)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varnothing}$$

dove α è espresso in radianti

Coefficienti per profondità piano di posa (d):

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varnothing'}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varnothing' (1 - \sin \varnothing')^2 \frac{D}{B} \quad \text{per } D < B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varnothing' (1 - \sin \varnothing')^2 \arctan (D / B)$$

Coefficienti per inclinazione del carico (i) :

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + a'c' \cot \varphi} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + a'c' \cot \varphi} \right]^{m+1}$$

Dove V= forza verticale e H= forza orizzontale

$$m = m_B = [2 + B'/L'] / [1 + B'/L'] \quad \text{in caso di H parallela a B'}$$

$$m = m_L = [2 + L'/B'] / [1 + L'/B'] \quad \text{in caso di H parallela a L'}$$

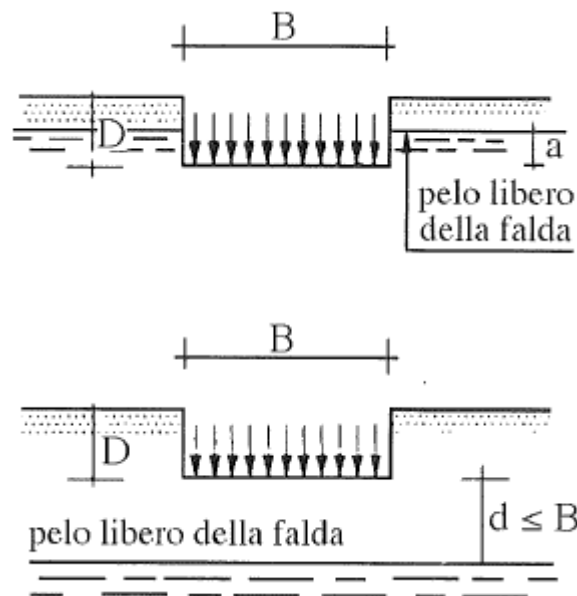
$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad \text{in caso di H inclinata di } \theta \text{ rispetto a L}$$

EFFETTO DELLA FALDA:

Per analisi in condizioni non drenate, l'analisi è in tensioni totali quindi non vi è effetto della falda: $q_{lim} = C_u N_c + q$

Per analisi in condizioni drenate la posizione della falda assume invece fondamentale importanza: $q_{lim} = 0.5B\gamma'N\gamma + q Nq$

dove $\gamma' =$ peso di volume efficace del terreno sotto il piano di posa.



Se la falda è ad una profondità $d > (D+B)$, allora $\gamma' =$ peso di volume totale

Se la falda è sopra al piano di posa e dunque $d \leq D$, allora $\gamma' =$ peso di volume alleggerito $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Se la falda si trova in posizione intermedia ($D < d < D+B$), è necessario effettuare una interpolazione lineare.

CAPITOLO 4 - ASPETTI ESECUTIVI E CONTROLLI

Nel presente capitolo vengono trattati gli aspetti esecutivi delle fondazioni superficiali, focus centrale del lavoro di tesi.

4.1 SCAVI

Sono quelle attività che hanno lo scopo di modificare ed adattare l'andamento naturale del terreno alla quota di progetto del piano di posa. Prevedono l'asportazione di materiale, quale terra e/o roccia dalla loro posizione originaria con lo scopo di creare il piano su cui poi si andranno a realizzare le fondazioni e successivamente l'intero edificio.

Per preparare nel modo migliore il piano di posa si procederà come di seguito descritto:

- Asportazione dello strato di humus vegetale, delle sterpaglie e alberi; demolizione ed asportazione di muretti.
- Spostamento di eventuali linee elettriche aeree o interrate
- Tracciamento sul terreno della forma delle strutture di fondazione previste negli elaborati di progetto. Fuori dalla zona interessata dagli scavi si infiggono picchetti a cui fissare fili di ferro tesi che individuano gli allineamenti e le intersezioni delle strutture da realizzare riportate a terra con fili a piombo.
- Scavo e spianamento secondo i piani quotati previsti nel progetto.

Tutte le scarpate create a seguito degli scavi dovranno avere pendenza adeguata a garantire la stabilità del terreno e devono essere preventivamente

definite in progetto sulla base delle caratteristiche meccaniche degli strati di terreno scavato.

Lo scavo di fondazione a sezione obbligata, realizzato a mano o con mezzi meccanici, richiede in genere il puntellamento delle pareti con armature di legno, dette sbadacchiature, più o meno robuste a seconda della profondità dello scavo e della natura del terreno scavato.

Durante le fasi di scavo è importante evitare smottamenti o infiltrazioni d'acqua, che potrebbero provocare la caduta nello scavo del terreno stesso.

L'eventuale acqua di falda presente può essere eliminata con l'ausilio di una pompa aspirante (impianto di wellpoint).

4.2 CARPENTERIE

Una volta realizzato lo scavo, si procede con la messa in opera delle casseforme, ossia pannelli, generalmente in legno, necessari a dare la forma prevista alla fondazione superficiale. Queste vengono fissate ed indicano il perimetro della fondazione. È buona norma realizzare casseforme che siano di 10 cm più alte rispetto al livello che di calcestruzzo che dovranno contenere.

Una volta messe in opera le casseforme, si procede con la posa delle barre d'armatura di progetto. Si effettua un controllo specifico sui materiali, assicurandosi che corrispondano a quanto previsto, sia per quanto riguarda le caratteristiche prestazionali, sia per quanto riguarda le dimensioni.

Una volta posizionate correttamente le armature, si procede con la fase di getto del calcestruzzo. Questo avviene solitamente mediante pompa autocarrata: una betoniera, la quale contiene circa 10 mc di calcestruzzo, dotata di sistema di pompaggio mobile, in grado di raggiungere tutti i punti della fondazione da

realizzare. Durante il getto, si utilizzano degli elementi vibranti per assicurarsi che il calcestruzzo riempia completamente lo spazio a disposizione e non si creino vuoti.

In questa fase, importanza assoluta assumono i controlli sui materiali. In particolare, vengono prelevati spezzoni di barre in acciaio per eseguire prove di trazione e provini cubici di calcestruzzo per testare la resistenza a compressione.

4.3 CALCESTRUZZO

Specifiche per il calcestruzzo - come da NTC 2018.

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza al getto ed il diametro massimo dell'aggregato, nonché la classe di esposizione ambientale, di cui alla norma UNI EN 206:2016.

La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica F_{ck} a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su cubi di spigolo 150 mm e su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm. Inoltre, si dovranno dare indicazioni in merito ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo utile riferimento alla norma UNI EN 13670, alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale ed alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera elaborate e pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. La resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati a 28 giorni di maturazione. Potranno essere indicati altri tempi di

maturazione a cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico.

Inoltre, si dovrà tener conto degli effetti prodotti da eventuali processi accelerati di maturazione. Il conglomerato per il getto delle strutture di un'opera o di parte di essa si considera omogeneo ai fini del controllo (secondo le prestazioni), se possiede le medesime classe di resistenza e classe di esposizione. Il calcestruzzo deve essere prodotto in regime di controllo di qualità, con lo scopo di garantire il rispetto delle prescrizioni definite in sede di progetto. Il controllo si articola in valutazione preliminare e prove complementari.

Valutazione preliminare: serve a determinare, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la miscela per produrre il calcestruzzo in accordo con le prescrizioni di progetto. Il controllo di produzione riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo durante la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo stesso, mentre il controllo di accettazione riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo utilizzato per l'esecuzione dell'opera, con prelievo effettuato contestualmente al getto dei relativi elementi strutturali.

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini. La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

Il prelievo non viene accettato se la differenza fra i valori di resistenza dei due provini supera il 20% del valore inferiore.

Il controllo di accettazione è eseguito dal Direttore dei Lavori su ciascuna miscela omogenea e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- Controllo di tipo A
- Controllo di tipo B

Ogni controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³ ed è costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Controllo di tipo B, obbligatorio nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea. Il controllo è riferito ad una miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo. Ogni controllo di accettazione è costituito da almeno 15 prelievi, ciascuno dei quali eseguito su 100 m³ di getto di miscela omogenea. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo la legge di distribuzione più corretta e il suo valor medio, unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio).

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei

provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale.

Il laboratorio incaricato di effettuare le prove sul calcestruzzo provvede all'accettazione dei campioni accompagnati dalla lettera di richiesta sottoscritta dal direttore dei lavori.

I laboratori devono conservare i campioni sottoposti a prova per almeno trenta giorni dopo l'emissione dei certificati di prova, in modo da consentirne l'identificabilità e la rintracciabilità. Le prove a compressione vanno eseguite tra il 28° e il 30° giorno di maturazione e comunque entro 45 giorni dalla data di prelievo.

L'opera o la parte di opera realizzata con il calcestruzzo non conforme ai controlli di accettazione non può essere accettata finché la non conformità non è stata definitivamente risolta. Il costruttore deve procedere ad una verifica delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera mediante l'impiego di altri mezzi d'indagine, secondo quanto prescritto dal Direttore dei Lavori.

Nel caso in cui:

a) le resistenze a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della resistenza caratteristica prevista nel progetto;

b) sorgano dubbi sulle modalità di confezionamento, conservazione, maturazione e prova dei provini di calcestruzzo;

c) sorgano dubbi sulle modalità di posa in opera, compattazione e maturazione del calcestruzzo;

d) si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera;

si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove sia distruttive che non distruttive. Tali prove non

sono, in ogni caso, sostitutive dei controlli di accettazione, ma potranno servire al Direttore dei Lavori o al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera.

Prove complementari: vengono eseguite, ove necessario, a complemento delle prove di accettazione. Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, compresi i carotaggi, devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Il costruttore resta comunque responsabile della qualità del calcestruzzo posto in opera, che sarà controllata dal Direttore dei Lavori.

Sono prove che eventualmente si eseguono al fine di stimare la resistenza del calcestruzzo in corrispondenza di particolari fasi di costruzione (precompressione, messa in opera) o in condizioni particolari di utilizzo (temperature eccezionali, ecc.). Il procedimento di controllo è uguale a quello dei controlli di accettazione. Tali prove non possono essere sostitutive dei controlli di accettazione che vanno riferiti a provini confezionati e maturati.

I risultati di tali prove potranno servire al Direttore dei Lavori o al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera.

Componenti del calcestruzzo

LEGANTI: Nelle opere oggetto delle NTC2018 devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di marcatura CE in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 197-1 oppure ad uno specifico ETA, purché idonei all'impiego previsto.

Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi con adeguate caratteristiche di resistenza alle specifiche azioni aggressive. Specificamente in ambiente solfatico si devono impiegare cementi resistenti ai solfati conformi alla norma

europea armonizzata UNI EN 197-1 ed alla norma UNI 9156:1997 o, in condizioni di dilavamento, cementi resistenti al dilavamento conformi alla norma UNI 9606:2015.

AGGREGATI: Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, oppure provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055.

Durabilità del calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e quelli derivanti dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. A tal fine, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego.

Inoltre, devono essere rispettati i valori del copriferro nominale, nonché le modalità e la durata della maturazione umida. Ai fini della valutazione della durabilità, nella formulazione delle prescrizioni sul calcestruzzo, si potranno prescrivere anche prove per la verifica della resistenza alla penetrazione degli agenti aggressivi, quali ad esempio anidride carbonica e cloruri.

4.4 ACCIAIO

Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio

Le NTC 2018 prevedono tre forme di controllo obbligatorie:

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione;
- nei centri di trasformazione;

- di accettazione in cantiere.

A tale riguardo, il Lotto di produzione si riferisce a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate.

Controlli di produzione in stabilimento e procedure di qualificazione

Tutti gli acciai, siano essi destinati ad utilizzo come armature per calcestruzzo armato normale o precompresso o ad utilizzo diretto come carpenterie in strutture metalliche, devono essere prodotti con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione ove siano riportati:

- 1) elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, caratteristiche meccaniche e chimiche, ecc.);
- 2) indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti e dei processi di produzione;
- 3) descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione delle responsabilità aziendali;
- 4) copia della certificazione del sistema di gestione della qualità;

- 5) indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati; 6) descrizione particolareggiata delle apparecchiature e degli strumenti del laboratorio interno di stabilimento per il controllo continuo di qualità;
- 7) dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- 8) modalità di marchiatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito;
- 9) descrizione delle condizioni generali di fabbricazione del prodotto nonché dell'approvvigionamento delle materie prime e/o del prodotto intermedio (billette, rotoli, vergella, lamiere, laminati, ecc.);
- 10) copia del manuale di qualità aziendale, coerente alla norma UNI EN ISO 9001. 11) nel caso in cui il fabbricante non sia stabilito sul territorio dell'Unione Europea, copia della nomina, mediante mandato scritto, del mandatario.

Il Servizio Tecnico Centrale verifica la completezza e congruità della documentazione presentata e procede a una verifica documentale preliminare della idoneità dei processi produttivi e del Sistema di Gestione della Qualità nel suo complesso. Se tale verifica preliminare ha esito positivo, il Servizio Tecnico Centrale può effettuare una verifica ispettiva presso lo stabilimento di produzione.

Prove di qualificazione e verifiche periodiche della qualità

I laboratori incaricati, di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, devono operare secondo uno specifico piano di qualità approvato dal Servizio Tecnico Centrale. I certificati di prova emessi devono essere uniformati ad un modello standard elaborato dal Servizio Tecnico Centrale. I relativi certificati devono contenere almeno: - l'identificazione dell'azienda produttrice e dello

stabilimento di produzione; - l'indicazione del tipo di prodotto e della eventuale dichiarata saldabilità; - il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale; - gli estremi dell'attestato di qualificazione nonché l'ultimo attestato di conferma della qualificazione (per le sole verifiche periodiche della qualità); - la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato; - le dimensioni nominali ed effettive del prodotto ed i risultati delle prove eseguite; - l'analisi chimica per i prodotti dichiarati saldabili (o comunque utilizzati per la fabbricazione di prodotti finiti elettrosaldati).

I prelievi in stabilimento sono effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione. Le prove possono essere effettuate dai tecnici del laboratorio incaricato, anche presso lo stabilimento del fabbricante, qualora le attrezzature utilizzate siano tarate e la loro idoneità sia accertata e documentata. Di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione nel rapporto di prova nel quale deve essere presente la dichiarazione del rappresentante del laboratorio incaricato relativa all'idoneità delle attrezzature utilizzate. In caso di risultato negativo delle prove il fabbricante deve individuare le cause e apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione al laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di verifica. Le specifiche per l'effettuazione delle prove di qualificazione e delle verifiche periodiche della qualità, ivi compresa la cadenza temporale dei controlli stessi.

Centri di trasformazione

Si definisce Centro di trasformazione un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre, rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere, pronti per la messa in opera o

per successive lavorazioni. Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista. Particolare attenzione deve essere posta nel caso in cui nel centro di trasformazione vengano utilizzati elementi base, comunque qualificati, ma provenienti da produttori differenti, attraverso specifiche procedure documentate che garantiscano la rintracciabilità dei prodotti. I centri di trasformazione devono dotarsi di un sistema di controllo della lavorazione allo scopo di garantire che le lavorazioni effettuate assicurino il mantenimento della conformità delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti alle presenti norme. Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un centro di trasformazione devono essere accompagnati da idonea documentazione, specificata nel seguito, che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso e che consenta la completa tracciabilità del prodotto. I centri di trasformazione sono tenuti ad effettuare controlli atti a garantire al prodotto finale caratteristiche meccaniche conformi alla classificazione dell'acciaio originale non lavorato.

Acciaio per calcestruzzo armato: è ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati e controllati secondo le procedure già riportate.

Acciaio per calcestruzzo armato B450C: l'acciaio per calcestruzzo armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali della tensione di snervamento e della tensione a carico massimo da utilizzare nei calcoli.

$F_y \text{ nom: } 450 \text{ N/mm}^2$

$F_t \text{ nom: } 540 \text{ N/mm}^2$

Caratteristiche		Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo	f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
	$(f_y/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
		$< 1,35$	
	$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\ mm$	4 ϕ	
	$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ	
	per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ	
	per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ	

Accertamento delle proprietà meccaniche

Le proprietà meccaniche dei campioni ottenuti da rotolo raddrizzato, reti e tralicci sono determinate su provette mantenute per 60 (+15, -0) minuti a $100 \pm 10\ ^\circ\text{C}$ e successivamente raffreddate in aria calma a temperatura ambiente. In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce f_y con $f(0,2)$. La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura di $20 \pm 5\ ^\circ\text{C}$ piegando la provetta a 90° , mantenendola poi per 60 minuti a $100 \pm 10\ ^\circ\text{C}$ e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20° . Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

Caratteristiche dimensionali e di impiego

L'acciaio per calcestruzzo armato è esclusivamente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni. Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati,

ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera. La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire: - in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori. Tutti gli acciai per calcestruzzo armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o dentellature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte a garantire adeguata aderenza tra armature e conglomerato cementizio.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture di acciaio provenienti dallo stabilimento di produzione o da un distributore intermedio. Tutti i prodotti sono caratterizzati dal diametro ϕ della barra tonda liscia equi pesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.

CAPITOLO 5 - CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi si è occupato di analizzare in maniera generale le fondazioni superficiali per quanto riguarda gli aspetti esecutivi ed i controlli ed i controlli in corso d'opera sulla base delle norme vigenti (NTC2018).

In particolare, i controlli risultano indispensabili per garantire la conformità di quanto realizzato con quanto progettato, andando di fatto a rappresentare la chiave per poter collaudare la fondazione realizzata e renderla pienamente conforme allo svolgimento del ruolo per la quale è stata progettata, ossia il corretto trasferimento dei carichi della sovrastruttura al terreno sul quale insiste.

BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018
- Fondazioni, C. Viggiani - 1999
- Quaderno "Fondazioni Superficiali", R. Carbonella, F. Rispoli, M. Franceschini
- <https://www.fortunatodemolizioni.it/scavo-sbancamento/>