

Lezione

Progetto di Strutture

FONDAZIONI

Situazione non-sismica di progetto

Progetto e verifiche

Approccio semi-probabilistico agli stati limite

- Stati limite ultimi
- Stati limite di esercizio

Situazione non-sismica di progetto

Stati limite ultimi

- EQU** – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;
- STR** – raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;
- GEO** – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;
- UPL** – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);
- HYD** – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Situazione non-sismica di progetto

Stati limite ultimi

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove :

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Situazione non-sismica di progetto

Coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Nota ! Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Situazione non-sismica di progetto

Coefficienti parziali γ_M relativi ai parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{ca}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0

Situazione non-sismica di progetto

Resistenze e coefficienti parziali γ_R relativi alle resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato

- ❖ in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R ;
- ❖ in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- ❖ sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R .

Attenzione ! I coefficienti parziali γ_R sono specificati per ciascun tipo di opera.

Situazione non-sismica di progetto

Stati limite ultimi STR e GEO

Gli stati limite STR e GEO sono gli unici che prevedono il raggiungimento della resistenza delle strutture o del terreno.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi STR e GEO, può essere utilizzato l'Approccio 1 o l'Approccio 2.

❖ Nell'ambito dell'Approccio 1

- la combinazione 1 è in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale, STR (A1, M1, R1)
- la combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, GEO (A2, M2, R2)

❖ Nell'ambito dell'Approccio 2

- la combinazione è unica (A1, M1, R3).

Situazione non-sismica di progetto

Stato limite di esercizio

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera.

Situazione non-sismica di progetto

Stato limite di esercizio

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d$$

dove :

- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni
- C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Nota ! Con riferimento agli stati limite di esercizio, gli spostamenti e le rotazioni delle opere devono essere valutati utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali.

Situazione non-sismica di progetto

Caratteristiche delle fondazioni

1. CAPACITA' DI TRASFERIMENTO AL SUOLO DELLE AZIONI CONSIDERATE NELLA SITUAZIONE NON-SISMICA DI PROGETTO

La più opportuna tipologia di fondazione dipende dalle caratteristiche del terreno.

Si adotteranno fondazioni superficiali o profonde, ovvero fondazioni che trasmettono il carico della struttura a strati superficiali o profondi del terreno.

Situazione non-sismica di progetto

Tipologie di fondazioni

SUPERFICIALI o DIRETTE

- Plinti
- Travi rovesce
- Reticolo di travi rovesce
- Platee

PROFONDE o INDIRETTE

- Plinti su pali
- Travi rovesce su pali
- Reticolo di travi rovesce su pali

Situazione non-sismica di progetto

Caratteristiche delle fondazioni

2. RIGIDEZZA FLESSIONALE

E' necessaria per ridurre l'effetto dei cedimenti di fondazione sulla sovrastruttura.

Fondazioni superficiali

Piano di posa

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

Fondazioni superficiali

Verifiche in situazione non-sismica di progetto

Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno
- Collasso per scorrimento sul piano di posa
- Stabilità globale

Stato limite ultimo di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Stato limite di esercizio

- Eccessivi spostamenti e distorsioni

Fondazioni superficiali

Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1

- Combinazione 2 (A_2 , M_2 , R_2)

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo uno dei due approcci

Approccio 1

- Combinazione 1 (A_1 , M_1 , R_1)
- Combinazione 2 (A_2 , M_2 , R_2)

Approccio 2

- Combinazione unica (A_1 , M_1 , R_3)

Nelle verifiche effettuate secondo l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto

Fondazioni superficiali

Coefficienti parziali γ_R relativi alle resistenze

Verifica	Coeff. Parziale (R1)	Coeff. Parziale (R2)	Coeff. Parziale (R3)
Stabilità globale	—	1.1	—

Verifica	Coeff. Parziale (R1)	Coeff. Parziale (R2)	Coeff. Parziale (R3)
Capacità portante	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	1.0	1.1	1.1

Fondazioni superficiali

Verifiche agli stati limite ultimi (STR)

APPROCCIO 1

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione.

L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 ($A1+M1+R1$), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno ($M1$) e sulla resistenza globale del sistema ($R1$) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo $A1$.

Fondazioni superficiali

Verifiche agli stati limite ultimi (GEO ad esclusione delle stabilita` globale)

APPROCCIO 1

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Fondazioni superficiali

Verifiche agli stati limite ultimi

APPROCCIO 2

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente γ_R e si procede perciò come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Fondazioni profonde

Tipologie

In dipendenza delle modalità esecutive, i tipi più comuni di pali di fondazione possono essere classificati in:

- pali prefabbricati e infissi
(ad es.: pali infissi a percussione, vibrazione, pressione, ecc.)
- pali gettati in opera senza asportazione di terreno;
- pali gettati in opera con asportazione di terreno;
- pali ad elica continua.

Nota !

L'interasse tra i pali va stabilito tenuto conto della funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo condizioni particolari, l'interasse minimo deve essere pari a 3 volte il diametro del palo.

Fondazioni profonde

Verifiche in situazione non-sismica di progetto

Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali
- Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione
- Stabilità globale

Stato limite ultimo di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza dei pali
- Raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali

Stato limite di esercizio

- Eccessivi cedimenti o sollevamenti
- Eccessivi spostamenti trasversali

Fondazioni profonde

Resistenze

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- ❖ risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- ❖ metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- ❖ risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Fondazioni profonde

Resistenze

Caso: risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota

Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo $R_{c,k}$ o a trazione $R_{t,k}$ è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}; \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.0
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.0

Fondazioni profonde

Resistenze

Caso: risultati di metodi di calcolo analitici

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Fondazioni profonde

Resistenze

Caso: risultati di prove dinamiche

Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1.60	1.50	1.45	1.42	1.40
ξ_6	1.50	1.35	1.30	1.25	1.25

Fondazioni profonde

Coefficienti parziali γ_R relativi alle resistenze

Verifica	Coeff. Parziale (R1)	Coeff. Parziale (R2)	Coeff. Parziale (R3)
Stabilita` globale	—	1.1	—

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.7	1.35	1.0	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.6	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25	1.0	1.6	1.25

Verifiche in situazione sismica di progetto

Fondazioni superficiali

Verifiche in situazione sismica di progetto

Stato limite ultimo

- Stato limite ultimo di collasso per carico limite
- Stato limite ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa

Stato limite di esercizio

- Stato limite di danno

Fondazioni superficiali

Verifiche ultime in zona sismica

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2.

Stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno.

Nell'Approccio 1 si utilizza la Combinazione 2 ponendo i coefficienti parziali A_2 della Combinazione pari all'unità.

Fondazioni superficiali

Verifiche ultime in zona sismica

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione.

Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_{hi} e K_{hk}

dove :

K_{hi} e' definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione

K_{hk} e' funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Nota ! I valori K_{hk} possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii.

Fondazioni superficiali

Verifiche ultime in zona sismica

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa.

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_γ in funzione del coefficiente sismico K_{hk} .

Fondazioni superficiali

Verifiche ultime in zona sismica

Stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti A_1 devono essere posti pari ad uno.

Nell'Approccio 2, i coefficienti A_1 devono essere posti pari ad uno.

Per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione, l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l'impiego dell'Approccio 1.

Fondazioni profonde

Verifiche in situazione sismica di progetto

Stato limite ultimo

- Stato limite ultimo di collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno
- Stato limite ultimo per collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno
- Liquefazione del terreno di fondazione
- Spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura di elevazione
- Rottura di uno degli elementi strutturali della palificata

Stato limite di danno

- Eccessivi spostamenti permanenti

Situazione sismica di progetto

Caratteristiche delle fondazioni

1. TRASFERIMENTO AL SUOLO DELLE AZIONI CONTEMPLATE NELLA SITUAZIONE SISMICA

Per le strutture progettate sia per CD “A” sia per CD “B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui alla situazione sismica di progetto deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD “B” e 1,3 in CD “A”, e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Nota ! Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico.

Situazione sismica di progetto

Caratteristiche delle fondazioni

2. RIGIDEZZA NEL PROPRIO PIANO

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4. Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

Situazione sismica di progetto

Prescrizioni normative per fondazioni superficiali

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Situazione sismica di progetto

Prescrizioni normative per fondazioni profonde

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare.

Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine di sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

Situazione sismica di progetto

Prescrizioni normative per fondazioni profonde

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione.

Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate.

L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche.

In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

FINE