

Esercitazione del 28/10/10

A questo punto il lettore dovrebbe avere chiaro sia il concetto di sicurezza strutturale, sia la filosofia semplificata (approccio non-probablistico) con la quale la norma intende garantire finiti livelli di sicurezza sia nei confronti delle condizioni ultime che rispetto a quelle d'esercizio.

In questa lezione cercheremo di farci della teoria alla pratica, ovvero di applicare i passi applicativi prescritti dalla norma individuando quei valori numerici utilizzati sia come coefficienti di sicurezza parziali sia per combinare fra loro le differenti tipologie di azioni. Quest'ultimo concetto è di grande importanza.

Si è detto che le azioni con le quali vanno effettuate le verifiche, sia quelle allo stato limite ultimo che quelle allo stato limite d'esercizio, devono essere tante in corrispondenza di una ben precisa probabilità di superamento. Per esempio calcolare o verificare una copertura rispetto alla condizione di collasso portando in conto il solo peso proprio rappresenta un errore (peraltro a svantaggio di sicurezza) (1)

perché si fa riferimento ad una condizione di carico che viene superata durante la vita utile della struttura con una probabilità troppo elevata. Al contrario effettuare la stessa verifica considerando oltre al peso proprio, i carichi da neve, i carichi da vento e magari l'azione sismica con riferimento ai valori di progetto, equivale ad un errore (anche se dal lato della sicurezza) perché si sta considerando una eventualità avendo una probabilità di superamento infinitesimale. (bisogna invece essere tremendamente sfortunati perché avvenga un sisma di elevata intensità, contemporaneamente ad una tempesta di neve, mentre una persona staziona sul tetto magari per sistemare l'antenna satellitare...).

Si capisce, dunque, la necessità di coordinare i diversi valori dei carichi moltiplicandoli per opportuni coefficienti (detti appunto "di combinazione") per tenere presente della complessità di diverse tipologie di azione. Questi coefficienti non sono numeri "a caso" ma sono stati fatti in maniera tale che il carico risultante abbia proprio la probabilità di superare

mento che è alla base dei livelli di sicurezza cui la norma tende.

Il primo passo da compiere in questa ottica è la classificazione delle tipologie di carichi agenti. La norma al paragrafo 2.5.1 distingue le azioni in base a 3 parametri:

- Modalità di applicazione:

- azioni dirette: forze concentrate, carichi distribuiti sia fini che mobili
- azioni indirette: distorsioni, cedimenti, vittima, tirante, precompressione
- degrado: sia endogeno, cioè dovuto alle proprietà del materiale, che esogeno, cioè dovuto ad agenti esterni

- Risposta strutturale:

- statiche: azioni che quando applicate non provocano accelerazioni (cioè azioni inerti) significative in alcuna parte strutturale
- pseudo-statiche: trattasi di azioni dinamiche rappresentabili mediante azioni statiche equivalenti.
- dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni anche in porzioni di struttura

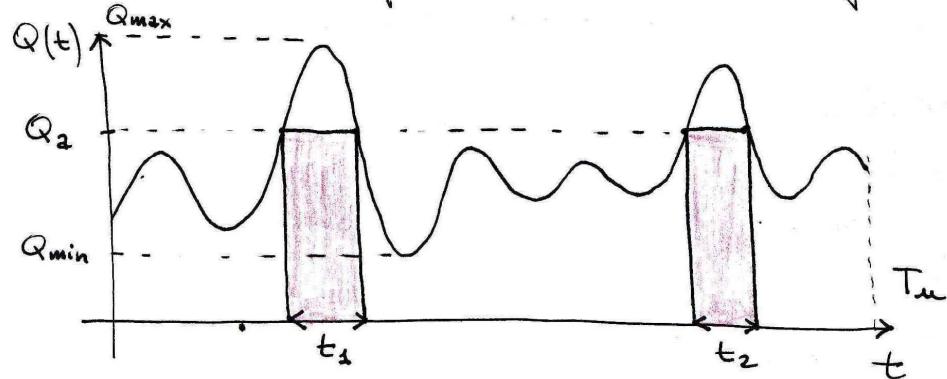
La più rilevante classificazione è, tuttavia, l'ultima (par. 2.5.1.3):

- Variazione di intensità nel tempo

- carichi permanenti: si tratta di azioni che agiscono per tutta la vita normale della struttura, e le cui eventuali variazioni sono così piccole e lente, da poter essere trascurate nei modelli di calcolo (carico costante nel tempo)
- carichi variabili: azioni che possono presentare valori numerici sensibilmente variabili nel tempo. Possono essere di lunga durata o di breve durata.
- carichi eccezionali: azioni che si verificano con probabilità ridotta e in forza di eventi eccezionali: incendi, esplosioni, urti e impatti.
- sismiche: azioni derivanti da terremoti.

La norma dedica particolare attenzione, giustamente, ai carichi variabili e all'eventualità che essi siano presenti o meno sulla struttura da verificare. In particolare finita una certa azione variabile nel tempo, $Q(t)$, ad un certo periodo di riferimento, T_u , che nel caso specifico rappresenta la vita utile della struttura, è possibile definire 4 valori di riferimento: caratteristico, raro, frequente, quasi-permanente.

Cerchiamo di capire bene la loro definizione.



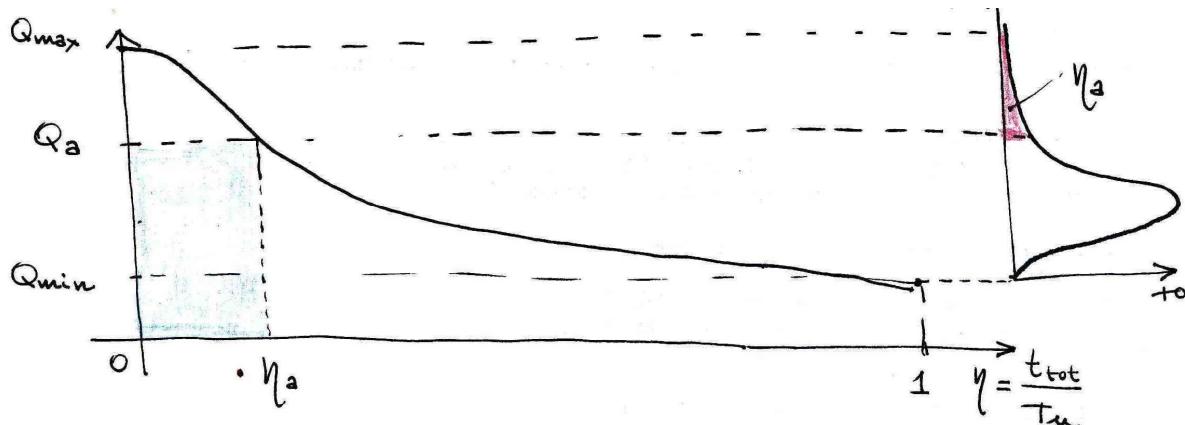
Supponiamo di prendere un valore del carico fenomenico, che indicheremo con Q_a . In corrispondenza di tale valore posso individuare gli intervalli di tempo nei quali il carico applicato supera Q_a , la somma di tali intervalli è il tempo complessivo per cui sulla mia struttura (o sul mio elemento strutturale) avrò un $Q > Q_a$:

$$\text{nel caso rappresentato: } t_{\text{tot}} = t_1 + t_2$$

$$\text{In generale: } t_{\text{tot}} = \sum_i t_i$$

Appare evidente che questo tempo totale va da zero (per $Q=Q_{\min}$) a T_u (per $Q=Q_{\max}$), e che più il carico è grande più t_{tot} sarà piccolo (ovvero più t_{tot} sarà grande più Q sarà piccolo). Volendo allora rappresentare la funzione $Q(t_{\text{tot}})$ ci troveremo di fronte ad una funzione decrescente di estremi Q_{\max} e Q_{\min} :

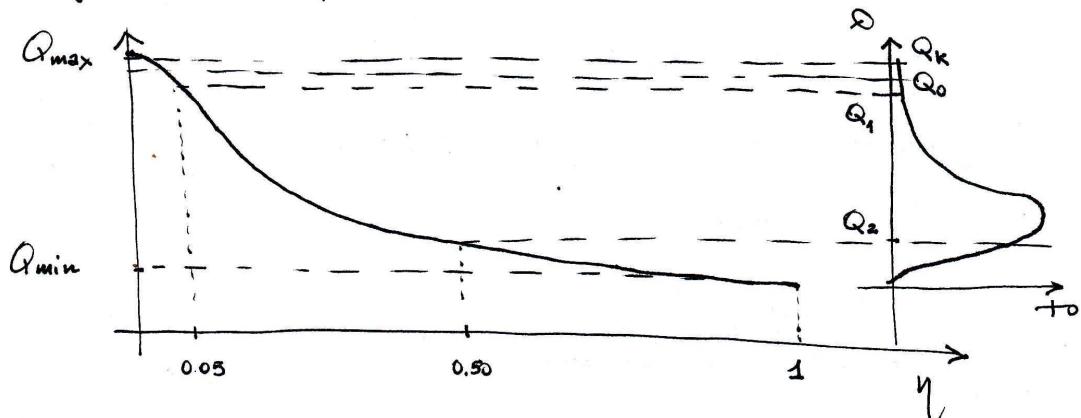
(5)



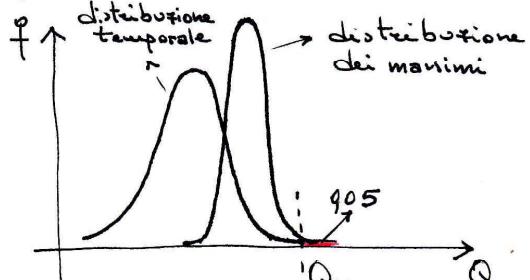
Nel grafico di cui sopra è rappresentato l'andamento della funzione in offset con l'unica differenza che sull'asse delle ascisse è rappresentata il tempo normalizzato rispetto alla vita utile della struttura (ovvero la % della vita utile nella quale il carico è maggiore di Q_a). Sullo stesso grafico è rappresentata la curva densità di probabilità relativa al carico Q . La sua costruzione non è complicata, riconosceremo in relazione infatti il valore di y e l'area della curva che si trova sopra la funzione densità di probabilità salutata in Q_a . Tali valori rappresentano, infatti, misura della probabilità che il carico Q_a venga superato.

Inteso bene il grafico, i valori definiti dalla norma possono essere individuati su tale grafico e completamente caratterizzati. In particolare la definizione di valore frequente e reciprocamente fa (6)

esplicito riferimento ad esso, ma andiamo con ordine.



Il valore caratteristico delle azioni Q_K non si definisce a mezzo della distribuzione temporale dei valori di Q , bensì in base alla distribuzione dei soli valori massimi. In altri termini bisognerebbe costruire una nuova curva densità di probabilità che sia rappresentativa solo dei picchi che il canale Q presenta durante le sue oscillazioni nel tempo. Fatto ciò il valore corrispondente al frattile 95% di tale distribuzione, viene detto valore caratteristico (par. 2.5.2 NTC08).



Come è facile intuire la distribuzione dei massimi presenterà valori di Q generalmente maggiori rispetto a quella temporale completa, e di conseguenza il frattile 95% definito per essa, coinciderà con un frattile ancora maggiore se riferito alla distribuzione completa.

(7)

Più immediate sono le seguenti due definizioni

- carico quasi permanente : Q_2 è la media della distribuzione temporale delle intensità

$$Q_2 = \int_{Q_{\min}}^{Q_{\max}} f(Q) \cdot Q \cdot dQ$$

se la distribuzione ha la media uguale alla mediana, Q_2 corrisponde al valore che viene superato con una probabilità del 50% nel tempo.
In generale i due valori sono diversi.

- carico frequente : Q_1 è il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale delle intensità, ovvero quello corrispondente a $\eta = 0.05$ nella curva rappresentata.

Molto più criptica è la definizione di carico taro Q_0 , che viene indicato come un valore di "durata breve ma ancora significativa nei riguardi della peribile concordanza con altre azioni". Numericamente, si tratta di un valore compreso tra quello caratteristico e quello frequente.

Chiunque può intendersi ora come l'individuazione dei valori previsti dalla norma per i carichi variabili sia da svolgersi a volte di una caratterizzazione stocastica (cioè relativa ai valori avuti nel tempo)

Molto spinta e spesso complicatissima da condurre. Ecco il motivo per il quale la norma sintetizza i concetti esposti precedendo la definizione del solo valore caratteristico e definendo gli altri valori mediante opportuni coefficienti (di combinazione). A dire il vero la norma non prevede in nesso stretto nemmeno il calcolo del valore caratteristico, visto che precisa come nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione non sia disponibile, di usare al posto del valore caratteristico quello che chiama valore nominale, il quale è definito, per praticamente la totalità delle tipologie di carico, nel capitolo 3 della norma medesima.

Si definiscono, dunque, le seguenti infografie:

$$Q_{2,i} = \psi_{2,i} Q_{k,i} \text{ valore } \underline{\text{quasi-permanente}}$$

$$Q_{1,i} = \psi_{1,i} Q_{k,i} \text{ valore } \underline{\text{frequente}}$$

$$Q_{0,i} = \psi_{0,i} Q_{k,i} \text{ valore } \underline{\text{raro}}$$

dove il pedice "i" fa riferimento al fenomeno "i-esimo" carico variabile.

I valori dei coefficienti " ψ " sono forniti dalla norma alla tabella 2.5.I per le principali tipologie di carico.

Definiti in maniera i carichi variabili, c'è da capire come essi vadano combinati alle azioni permanenti, eccezionali o simili.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30 \text{ kN}$)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30 \text{ kN}$)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tutto ciò è contenuto nel paragrafo 2.5.3 della Norma, in riferimento ai diversi stati limite, il che vuol dire in riferimento ai diversi livelli delle azioni corrispondenti alle probabilità di superamento coerenti con lo stato limite considerato. Analizziamo i principali:

- Combinazione fondamentale allo Stato Limite Ultimo

$$F_d = \gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q_i} \cdot Q_i + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} \psi_{oi} Q_{ki}$$

Questa relazione si letta come segue: quando si effettuano recupoli allo SLU su di un elemento strutturale tutte le azioni vanno amplificate con opportuni coefficienti parziali (γ), di cui si dirà tra poco. Nei carichi permanenti vanno distinte due aliquote, G_1 carico permanente strutturale e G_2 carico permanente non strutturale (rivestimenti, intonaci, impermeabilizzazioni...), per esse, infatti, la normativa prevede dei valori di γ diversi. " P " rappresenta il carico γ_p

da eventuale precomprendizione, qui sono i carichi variabili presi con il valore caratteristico e considerati in numero pari ad "n". Come si puo' notare non tutti i carichi accidentali sono trattati nella medesima maniera: uno di essi e' considerato con il valore caratteristico, tutti gli altri con il valore zero per mezzo della moltiplicazione con ψ_0 .

Questo vuol dire che di combinazioni fondamentali allo SLO non ce ne una sola, ma ce ne sono "n", ~~una~~ per ogni possibile scelta tra gli "n" carichi variabili di quello da considerare con il valore caratteristico (si parla per uno di carico variabile principale). Chiaramente di queste "n" combinazioni il progettista prendera' in considerazione la più favorevole. Un esempio puo' aiutare a comprendere (si utilizzano i coefficienti ψ_0 della pagina precedente).

- I carichi relativi ad una copertura piana sono i seguenti:

$$\gamma_{G_1} Q_1 = 400 \text{ kg/m}^2 \quad \gamma_{Q_1} Q_1 = 50 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{copertura non praticabile})$$

(si considerano fia' i valori amplificati dei coefficienti di sicurezza γ i valori sono puramente indicativi)

$$\gamma_{Q_2} Q_2 = 100 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{neve})$$

$$\gamma_{Q_3} Q_3 = +40 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{vento})$$

Essendoci 3 tipologie di carico variabile vi sono 3 valori per F_d , di seguito:

1) carico accidentale come principale

$$F_d^{(1)} = \gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{Q_1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_2 + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{0,3} \cdot Q_3 = \\ = 400 + 50 + 0,5 \cdot 100 + 0,6 \cdot 40 = \underline{524 \text{ kg/m}^2}$$

2) neve come principale

$$F_d^{(2)} = \gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{Q_2} \cdot Q_2 + \gamma_{Q_1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{0,3} \cdot Q_3 = \\ = 400 + 100 + 50 \circlearrowleft 0 + 0,6 \cdot 40 = \underline{524 \text{ kg/m}^2}$$

trattasi di carico per copertura

3) vento come principale

$$F_d^{(3)} = \gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{Q_3} \cdot Q_3 + \gamma_{Q_1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_2 = \\ = 400 + 40 + 50 \cdot 0 + 0,5 \cdot 100 = \underline{490 \text{ kg/m}^2}$$

Il carico che utilizzerà il progettista sarà il massimo tra questi 3 valori, ovvero 524 kg/m^2 che coincide naturalmente in questo caso si ottiene sia in $F_d^{(1)}$ che $F_d^{(2)}$.

Possiamo ora agli Stati Limite d'Esercizio, rispetto a quali si definiscono ben 3 combinazioni di carico a seconda del tipo di verifica che bisogna svolgere.

In particolare la normativa distingue:

- Combinazione caratteristica (rara)

Si utilizza con riferimento a quei stati limite d'esercizio irreversibili, ovvero nei casi in cui la norma prevede ancora la possibilità di effettuare le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili.

Tale eventualità (par. 2.7 DM08) è contemplata per le costruzioni di tipo 1 e 2, nel caso di Classi d'uso I e II, in quelle zone del territorio italiano che in base alle "vecchie" disposizioni sismiche erano classificate in zona 4 (la zona con la pericolosità sismica più bassa).

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

In questa combinazione i carichi permanenti, la precompressione ed il carico variabile principale vengono presi con il valore caratteristico, gli altri carichi variabili con il valore di combinazione ψ_{03} .

Si noti che anche in questo caso essendo uno dei carichi variabili trattato in maniera diversa dagli altri esistono tante combinazioni "tare" quanti sono i carichi variabili. Come ovvio il progettista considererà il valore massimo.

- Combinazione frequente

Viene generalmente utilizzata per gli stati limite d'esercizio reversibili:

$$\bar{F}_d = G_1 + G_2 + P + \psi_1 Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

Valgono le considerazioni fatte per la combinazione rara, con la sola differenza che il valore caratteristico è sostituito da quello frequente (ψ_1 invece di 1) e quello raro da quello semi permanente (ψ_2 invece di ψ_0).

- Combinazione quasi-permanente

$$\bar{F}_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} Q_{2,i}$$

Si utilizza per gli effetti a lungo termine. A differenza delle 2 precedenti questa combinazione è unica, essendo i carichi variabili trattati tutti al medesimo modo.

Per completezza c'è, in primis, da specificare che negli SLE se è presente un carico variabile che abbia come effetto una riduzione dei parametri coinvolti nelle riferite numeriche a compiersi (carico falso-sole) questo va ovvero dalla combinazione; inoltre, alle combinazioni finora presentate ne va aggiungono altre due:

- Combinazione risuona: comune alla presenza dell'azione risuona E

$$\bar{F}_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^n \psi_i Q_{ki} \quad (14)$$

- Combinazione eccezionale: impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto, A

$$F_d = G_1 + G_2 + P + A + \sum_{i=1}^n \psi_i Q_k i$$

Si noti come in queste due ultime combinazioni le azioni caratterizzanti la combinazione (ovvero quelle risidui ed eccezionali) sono abbinate ai valori caratteristici dei carichi permanenti e ai valori quasi permanenti dei carichi variabili.

Il quadro a questo punto appare completo per gli SLE, non ancora per gli SLU rispetto ai quali ci sono da definire: coefficienti parziali di sicurezza γ .

La normativa (par. 2.6.1) distingue tre tipologie di stati limite:

1 stato limite di equilibrio come corpo rigido EQU

(si pensi alla verifica a ribaltamento di un muro di sostegno)

2 stato limite di resistenza della struttura, inclusi gli elementi di fondazione STR

3 stato limite di resistenza del terreno GEO

Rispetto a questi stati limite la norma fornisce una tabella con i valori dei coefficienti parziali di sicurezza per ognuno di essi (tabella 2.6.I):

		EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Carichi permanenti (γ_{G_1})	favorevoli	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (γ_{G_2})	favorevoli	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,5
Carichi variabili (γ_{Q_i})	favorevoli	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	1,5	1,5	1,3

La domanda da porsi ora è che cosa significano gli indici A1 e A2 riportati rispettivamente per gli SLU strutturale (STR) e geotecnico (GEO).

Nelle verifiche relative a questi 2 stati limite è possibile utilizzare, in alternativa, due differenti approcci, i quali si distinguono in base ai gruppi di coefficienti parziali da utilizzare sia per "incrementare" le azioni che per "ridurre" le resistenze.

Approccio 1 : Prevede la verifica rispetto a due combinazioni, la prima fa uso dei coefficienti STR, la seconda utilizza quelli della colonna GEO.

La domanda a questo punto è: perché faremo l'una e l'altra, considerando che rispetto ai carichi la (A1) è sicuramente più favosa? La risposta è legata al fatto che

On can't live without it. (10)

riflette alla (A1) per quanto attiene ai coefficienti riduttivi da applicare ai materiali (i terreni sono da considerare materiali) e/o alla resistenza complessiva del sistema.

In altre parole quando si utilizza l'approccio 1, la norma chiede 2 verifiche, la prima incrementando i carichi e non modificando le caratteristiche dei terreni, la seconda trattando i carichi con coefficienti di amplificazione minori ma riducendo le caratteristiche meccaniche dei terreni. La tabella (6.2.II) della norma fornisce i valori dei coefficienti (M_1) ed (M_2) da abbinare rispettivamente ai carichi (A1) ed (A2).

Parametro	frangere	coefficiente	(M1)	(M2)
tangente dell'angolo di attrito	$\tan \varphi'_k$	$f_{\varphi'}$	1.0	1.25
Cohesione efficace	c'_k	f_c'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_u k$	f_{cu}	1.0	1.4
Peso unità di volume	γ	f_γ	1.0	1.0

C'è da sottolineare, inoltre, che per le opere geotecniche il rapporto tra resistenza e sollecitazione (effetto) non deve in generale essere > 1 , bensì deve essere inferiore ad un coefficiente f_R detto "coefficiente parziale globale". Tale coefficiente è funzione del

tipo di opera e di verifica, ed assume valori differenti a seconda della combinazione che si sta utilizzando.

Per esempio, nel caso della verifica di fondazioni superficiali la norma (tabella 6.4.I) prevede i seguenti coefficienti

<u>Verifica</u>	<u>(R1)</u>	<u>(R2)</u>	<u>(R3)</u>
<u>Capacità portante</u>	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
<u>Scorrimento</u>	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

I coefficienti (R_1) ed (R_2) sono da utilizzarsi nell'approccio 1, rispettivamente per la combinazione 1 e 2. Detto in altri termini se si vuole utilizzare l'approccio 1 per una fondazione superficiale bisogna effettuare 2 verifiche con i gruppi di coefficienti $(A_1) + (H_1) + (R_1)$ ed $(A_2) + (H_2) + (R_2)$. Si noti che la prima prevede un trasferimento dalla fondazione al terreno di sollecitazioni maggiori, per cui è sicuramente più gravosa per il dimensionamento strutturale dell'elemento di fondazione (ecco perché (A_1) è associato allo stato limite ultimo STR); la seconda, invece, prevede un livello minore di carico, ma su di un terreno di caratteristiche meccaniche "ridotte" con un più un coefficiente globale di sicurezza da rispettare, è

(18)

ovvio che in queste condizioni si intende penalizzare quei meccanismi di collasso che non riguardano la struttura, ma l'insieme terreno-struttura (ecco perché con (A2) si ci riferisce a stati limite di tipo geotecnico).

Approccio 2:

In questo caso la combinazione da utilizzare è unica e prevede sempre l'utilizzo dei coefficienti $(A_1) + (M_1)$; il coefficiente di resistenza, invece, può variare rispetto al tipo di scissifica.

Per esempio nel caso si voglia utilizzare l'approccio 2 per la fondazione diretta di una struttura, agli $(A_1) + (M_1)$ vanno associati i coefficienti (R_3) .

Si noti come tali coefficienti risultino essere molto penalizzanti in virtù del fatto che devono garantire anche rispetto a collassi di tipo geotecnico che, avendo utilizzato $(A_1) + (M_1)$, non risultano essere opportunamente considerati.

C'è da sottolineare come in tutti i casi in cui si esegua una scissifica di stabilità globale del complesso opera-fondazione, la norma vieti esplicitamente l'impiego dell'approccio 2. (in altri termini non si fida di condensare tutto nel coefficiente f_R)
Anche nel caso della fondazione diretta

la norma prescrive l'utilizzo dell'approccio 1, con specifico riferimento alla combinazione (A2)+(M2)+(R2).

In questo contesto il lettore non si formulizzi troppo sull'aspetto di carattere numerico, piuttosto cerchi di comprendere in maniera chiara la filosofia generale su cui le norme si fondono. Le applicazioni che si soffrono in seguito daranno sicuramente un aiuto specifico rispetto agli aspetti applicativi.