

Prima esercitazione progettuale

Progetto di un solaio laterocementizio

1	Combinazioni di carico per l'analisi delle sollecitazioni.	2
1.1	Combinazioni di carico	2
1.1.1	Combinazioni di carico per il solaio	3
1.1.1.1	Comb. 1: Massimo Momento flettente sulla campata AB.....	4
1.1.1.2	Comb. 2: Massimo Momento flettente sulla campata BC.....	4
1.1.1.3	Comb. 3: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio B.....	5
1.1.1.4	Comb. 4: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio C.....	5
1.1.2	Considerazioni.....	5
1.1.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo	6
1.1.4	Combinazioni di carico allo SLE (o SLS).....	8

1 COMBINAZIONI DI CARICO PER L'ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.

Si espongono nel seguito i criteri che vengono seguiti per determinare, a partire dai carichi agenti sul solaio, le combinazioni di carico di interesse per l'analisi, il progetto e la verifica dell'elemento strutturale.

1.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Una volta quantificate le azioni, bisogna determinare la loro disposizione più sfavorevole ai fini della valutazione delle sollecitazioni risultanti sulla struttura. Al fine di ottenere una indicazione generale sulle combinazioni di carico che massimizzino i momenti flettenti in campata e quelli sugli appoggi (in valore assoluto), consideriamo una trave continua con un numero indefinito di campate; su ognuna di esse, assumiamo che possa essere presente o meno un carico uniformemente ripartito di entità p .

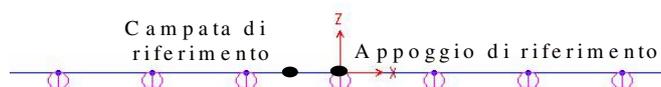


Figura 1.1: Trave continua con un numero indefinito di campate.

Per fissare le idee, consideriamo su tale schema una campata ed un appoggio di riferimento; ci si pone l'obiettivo di stabilire quale sia la disposizione dei carichi che massimizzi i momenti flettenti in tali sezioni di riferimento (Figura 1.1).

Come primo passo, sullo stesso schema pensiamo di caricare una campata qualsiasi (ad esempio, proprio quella considerata come riferimento): sotto questa semplice disposizione del carico, il diagramma del momento flettente può essere rappresentato in Figura 1.2.

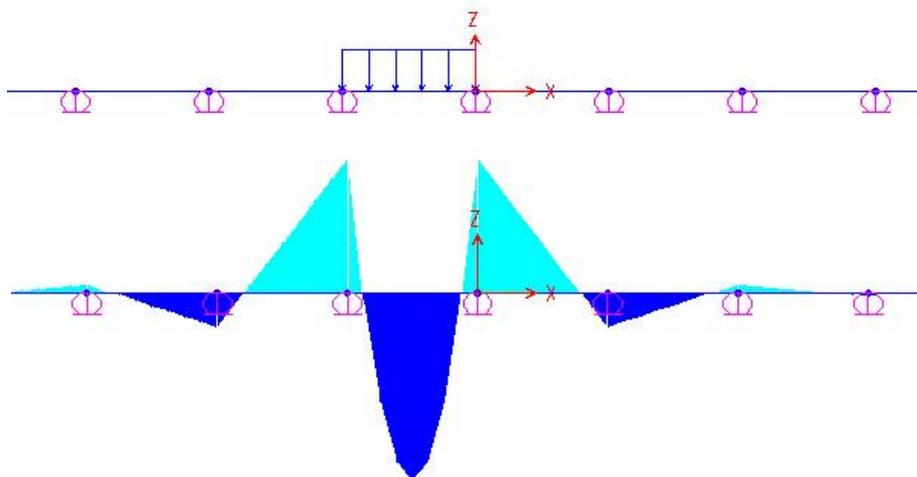


Figura 1.2: Diagramma dei momenti per effetto del carico presente soltanto sulla campata di riferimento.

Dal diagramma rappresentato sopra si traggono le seguenti osservazioni:

- il carico applicato sulla generica campata induce momenti positivi in quella stessa campata e nella sezione di mezzeria delle altre in maniera alternata;
- lo stesso carico induce momenti negativi sugli appoggi adiacenti alla campata e sugli altri in maniera alterna verso gli estremi della trave continua.

Sulla base di queste osservazioni è possibile trarre due regole generali per ottenere il momento massimo in campata ed in appoggio.

Per massimizzare il momento in una sezione di campata bisogna caricare quella campata e tutte le altre in maniera alternata ("a scacchiera") verso la periferia della trave.

Per ottenere il momento massimo (in valore assoluto) sul generico appoggio bisogna caricare le due campate che vi concorrono e tutte le altre in maniera alterna verso la periferia.

Momento Massimo in campata

Momento Massimo (in valore assoluto) sull'appoggio

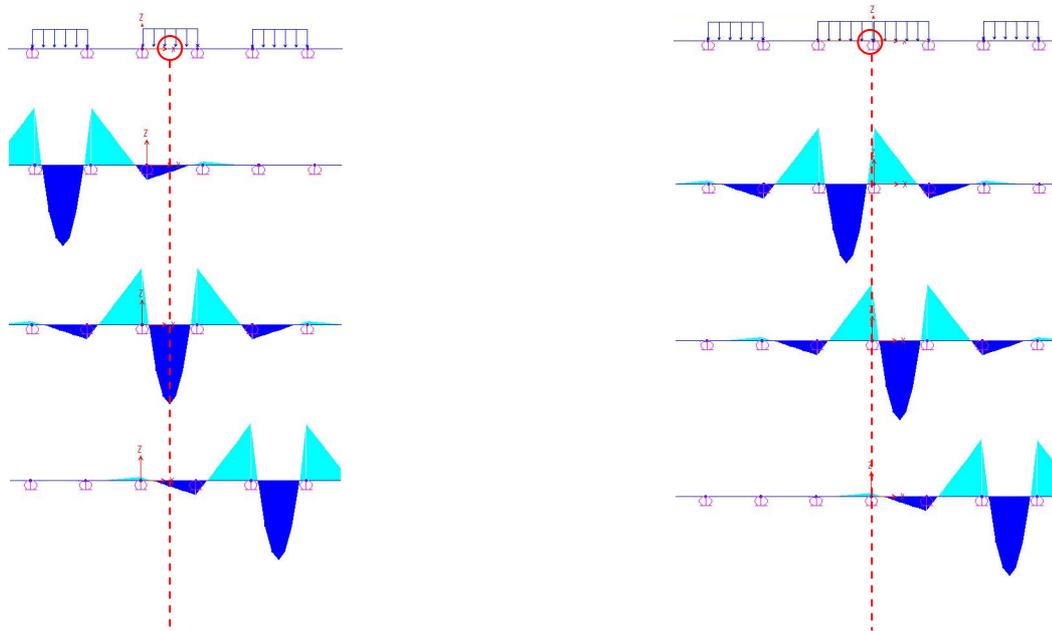


Figura 1.3: Somma di contributi concordi per ottenere le massime sollecitazioni in campata ed in appoggio.

La Figura 1.3 mostra come i contributi dei carichi applicati sulle campate della trave secondo le due “regole” enunciate sopra forniscano sollecitazioni di segno concorde nella campata e sull'appoggio di riferimento. Detta figura e tutti i ragionamenti condotti sopra sono volti a giustificare la scelta delle “regole” secondo cui devono essere costituite le combinazioni di carico per massimizzare le sollecitazioni flettenti nelle sezioni di interesse; la dimostrazione rigorosa di tali “regole” enunciate sopra può essere ottenuta tramite l'applicazione della Teoria delle Linee di Influenza, oggetto di trattazione nei corsi successivi.

1.1.1 COMBINAZIONI DI CARICO PER IL SOLAIO

Con riferimento al solaio oggetto di studio è stato individuato lo schema strutturale di trave continua su quattro appoggi rappresentato nella Figura 1.4.

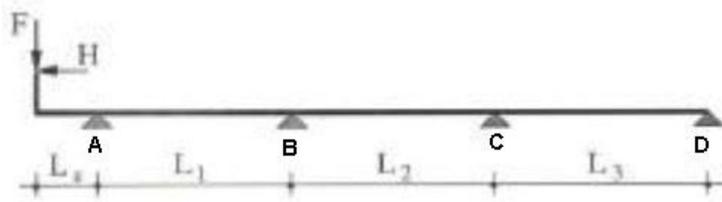


Figura 1.4: Schema di solaio assegnato per l'esercitazione progettuale.

Sono stati anche valutati i carichi da considerare nell'analisi delle sollecitazioni:

- **peso proprio** che consiste in una azione uniformemente distribuita g lungo le campate intermedie e g_{sb} sullo sbalzo;
- **sovraccarico permanente** costituito da un carico uniformemente distribuito g' (e g'_{sb} sullo sbalzo); bisogna pure considerare la forza F che rappresenta il peso del parapetto;
- **sovraccarico variabile**, costituito dai carichi uniformemente ripartiti q e q_{sb} e dalla spinta orizzontale H agente sul parapetto.

Sulla base dello schema strutturale introdotto e dei carichi considerati si desume che le *combinazioni di carico* da considerare nell'analisi delle sollecitazioni, nel progetto e nella verifica vanno scelte in modo da ottenere i momenti flettenti massimi nelle seguenti sezioni "critiche":

- appoggio A;
- campata AB;
- campata BC;
- campata CD;
- appoggio B;
- appoggio C;

Quanto all'appoggio A, il momento massimo si ottiene, ovviamente, quando sono applicati i massimi carichi sullo sbalzo, a prescindere da quelli applicati sulle altre campate. Esaminiamo, dunque, le altre sezioni al fine di ottenere la combinazione di carico che ne massimizzi le sollecitazioni flessionali.

1.1.1.1 Comb. 1: Massimo Momento flettente sulla campata AB.

Applicando la prima delle due "regole" enunciate in precedenza, si può desumere il fatto che per massimizzare le sollecitazioni in AB vadano caricate le campate AB e CD. Bisogna, comunque, mettere in evidenza il fatto che una parte dei carichi (quelli da *peso proprio* ed i *sovraccarichi permanenti*) sono necessariamente presenti sul solaio; al contrario, soltanto le azioni variabili possono non esserlo. Per questa ragione, la suddetta regola va applicata con esclusivo riferimento ai carichi q , q_{sb} e H .

In definitiva, si ottiene la combinazione di carico rappresentata nella Figura 1.5.

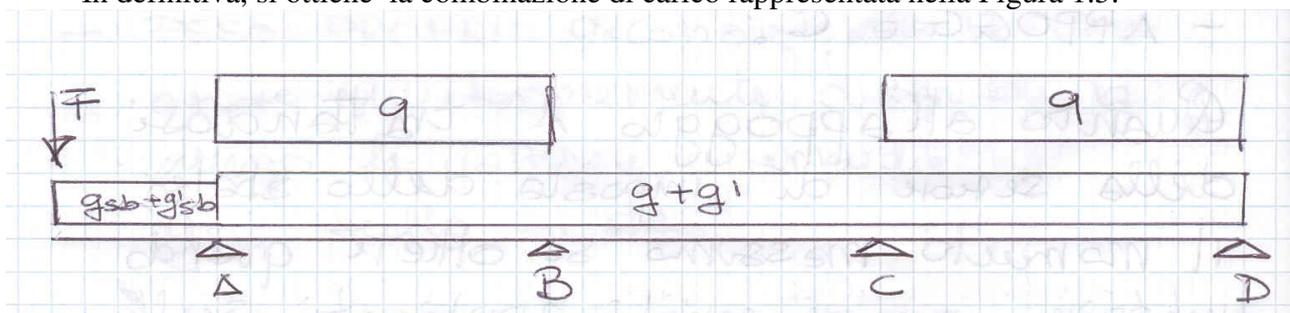


Figura 1.5: Schema di carico corrispondente alla Comb. 1.

Si osserva che la combinazione di carico così ottenuta comporta anche le massime sollecitazioni flessionali nella campata CD.

1.1.1.2 Comb. 2: Massimo Momento flettente sulla campata BC.

L'applicazione della prima delle regole sottolineate nella parte introduttiva del paragrafo e l'osservazione fatta nel commento alla combinazione precedente in merito alla differente natura delle azioni permanenti e variabili, porta alla combinazione di carico rappresentata in Figura 1.6.

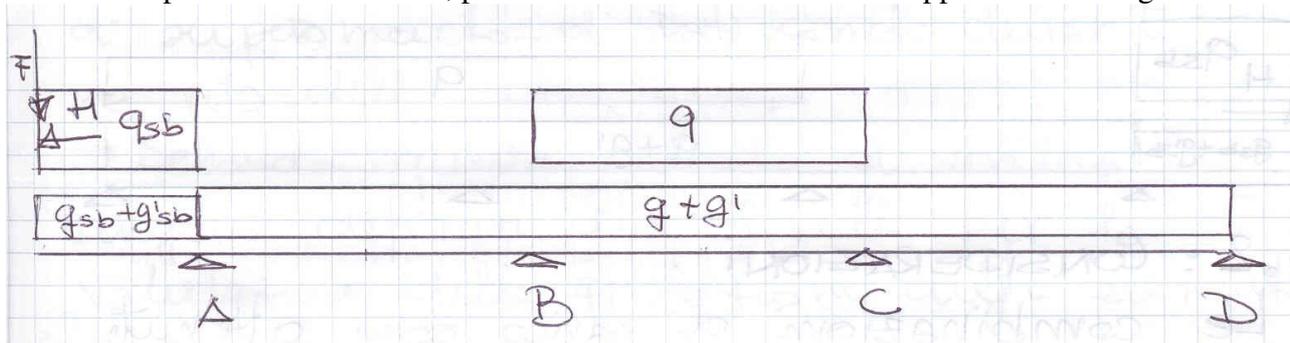


Figura 1.6: Schema di carico corrispondente alla Comb. 2.

1.1.1.3 Comb. 3: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio B.

Per la massimizzazione dei momenti sugli appoggi si può applicare la seconda delle due “regole” sottolineate in precedenza, prevedendo la presenza delle azioni variabili soltanto sulle due campate adiacenti all'appoggio B; si ottiene la disposizione di carico rappresentata nella Figura 1.7.

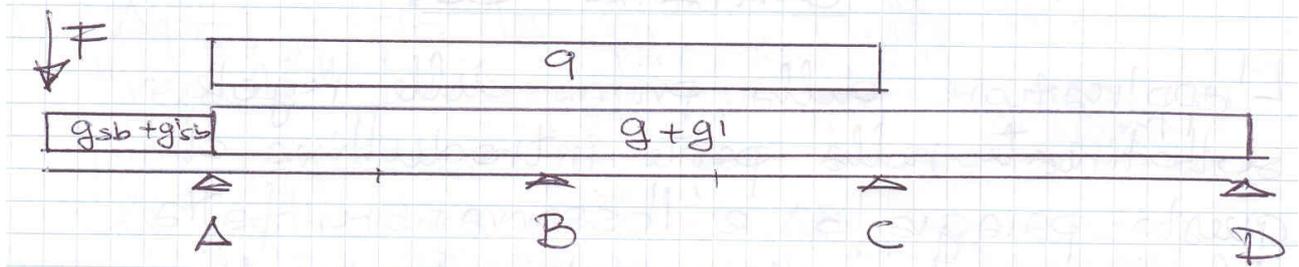


Figura 1.7: Schema di carico corrispondente alla Comb. 3.

1.1.1.4 Comb. 4: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio C.

Con considerazioni analoghe al caso precedente si ottiene la combinazione di carico rappresentata nella Figura 1.8.

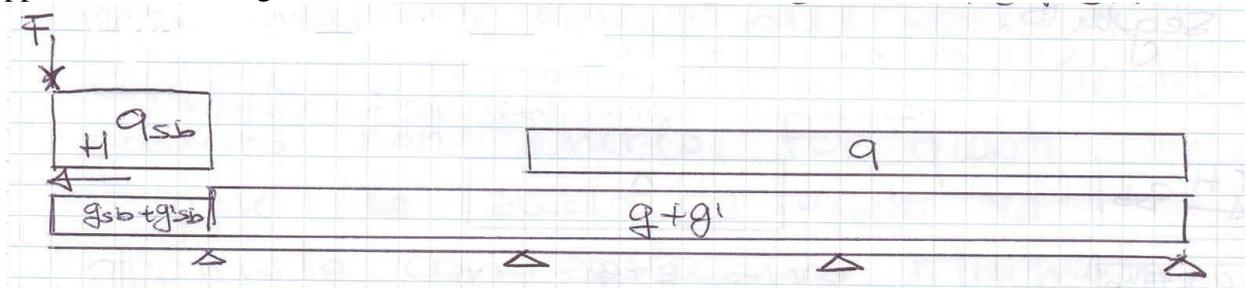


Figura 1.8: Schema di carico corrispondente alla Comb. 4.

1.1.2 CONSIDERAZIONI

Le combinazioni di carico così ottenute permettono di massimizzare le sollecitazioni flettenti nei punti significativi dell'elemento strutturale considerato. Esse sono state costruite ipotizzando che i carichi fossero definiti in maniera *deterministica*, così come avviene nel metodo di verifica delle strutture alle **Tensioni ammissibili**. Pertanto tali combinazioni sarebbero appropriate se si volesse condurre il progetto e la verifica del solaio secondo tale metodo.

Volendo, invece, utilizzare il **Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite** bisogna considerare – seppure in maniera semplificata - la natura aleatoria delle azioni. Per questo motivo, alle quantità g , g' e q stimate nell'analisi dei carichi viene assegnato ora un significato statistico; il pedice “k” che accompagna le grandezze g_k , g'_k e q_k (ma anche F_k e H_k) definisce le stesse come *valori caratteristici*, assegnando cioè il valore 5% alla probabilità di superamento di tali valori dei carichi durante la vita delle strutture.

Secondo il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite vengono definiti, inoltre, due *livelli di verifica* per le *prestazioni* degli elementi strutturali. In particolare, si definiscono due diversi tipi di combinazioni con riferimento valori delle azioni caratterizzati da diversa probabilità di occorrenza:

- combinazioni allo **Stato Limite Ultimo (SLU)**, per le quali si considerano azioni amplificate rispetto ai corrispondenti valori caratteristici al fine di poter considerare carichi con una probabilità di superamento dell'ordine di 10^{-3} (e dunque molto più bassa del 5% che riguarda i valori caratteristici);
- combinazioni allo **Stato Limite di esercizio (SLE)** (o, secondo una terminologia pure in uso, Stato Limite di Servizio - SLS), ottenute con riferimento a valori caratteristici (o a loro frazioni) dei carichi variabili.

Differenti sono le verifiche che si devono condurre con riferimento alle sollecitazioni ottenute dai due tipi di combinazioni di cui sopra:

- per le combinazioni allo SLU bisogna verificare che la struttura o parti di essa abbiano una sufficiente capacità portante (ovvero non collassino);
- per quelle allo SLE bisogna, invece, controllare che esse posseggano opportuni requisiti di funzionalità (limitata fessurazione e deformabilità, livelli di tensione contenuti entro limiti opportuni, ecc.).

1.1.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il significato statistico del valore q_k attribuito al sovraccarico variabile q è rappresentato schematicamente nella Figura 1.9, nella quale si vede come la probabilità che q sia maggiore di q_k sia pari al 5%.

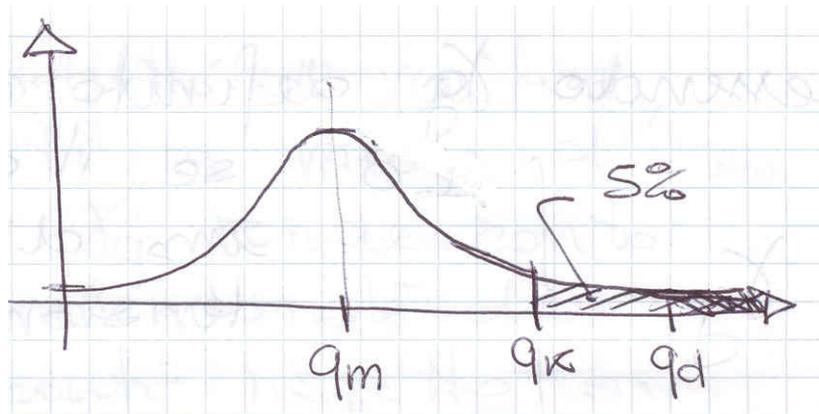


Figura 1.9: Significato statistico del valore dei carichi considerati nelle combinazioni.

Per ridurre tale probabilità e portarla ai valori (dell'ordine di 0.001) richiesti per le verifiche allo SLU si deve amplificare il valore q_k al fine di ottenere i cosiddetti "valori di progetto" q_d ("d" sta appunto per "design"). La normativa italiana prevede che risulti:

$$q_d = \gamma_q \cdot q_k \quad , \quad (1.1)$$

essendo

$$\gamma_q = \begin{cases} 0 & \text{se } q \text{ determina una diminuzione delle sollecitazioni} \\ 1.5 & \text{se } q \text{ determina un aggravio delle sollecitazioni nell'elemento considerato} \end{cases} \quad . \quad (1.2)$$

Anche le azioni legate al peso proprio g_k hanno natura aleatoria e per esse il valore di progetto si ottiene come segue:

$$g_d = \gamma_g \cdot g_k \quad (1.3)$$

essendo

$$\gamma_g = \begin{cases} 1.0 & \text{se } g \text{ determina una diminuzione delle sollecitazioni} \\ 1.3 & \text{se } g \text{ determina un aggravio delle sollecitazioni nell'elemento considerato} \end{cases} \quad . \quad (1.4)$$

Quanto ai sovraccarichi permanenti, il D.M. 14/01/2008 prevede che "nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti", altrimenti si farà riferimento ai coefficienti previsti per le azioni variabili.

Nel caso in specie, avendo ipotizzato di conoscere “compiutamente” tali sovraccarichi permanenti il cui valore nominale è stato indicato con g'_k , si adotterà per essi il coefficiente γ_g i cui valori numerici sono riportati nella (1.4):

$$g_d' = \gamma_g \cdot g_k' \quad (1.5)$$

Per inciso si riporta che, la precedente normativa tecnica (D.M. 16/01/96), peraltro ancora utilizzabile nella progettazione di strutture “ordinarie”, il coefficiente γ_g poteva variare tra 1.0 e 1.4 (invece di 1.3).

Due osservazioni sulla differenza che esiste tra γ_g e γ_q :

- nel caso di “azione che aumenti la sicurezza” (ovvero faccia diminuire le sollecitazioni sull'elemento considerato) si può ipotizzare cautelativamente che q_d non sia presente ($\gamma_q=0$), ma si deve prevedere almeno la presenza delle azioni permanenti con il loro valore di riferimento ($\gamma_g=1.0$). Invero, alcune normative internazionali (ad esempio, le norma dell'American Concrete Institute) prevedono valori di γ_g anche minori dell'unità nei casi in cui le azioni variabili determinino una diminuzione delle sollecitazioni nella sezione considerata;
- nel caso di azioni che comportino un aggravio delle sollecitazioni nell'elemento oggetto di verifica, l'assunzione di un γ_g minore di γ_q (1.4 invece di 1.5) rende conto della minore aleatorietà delle azioni permanenti rispetto a quelle aleatorie.

Sulla base di queste considerazioni e delle prescrizioni normative brevemente riportate sopra, si possono ottenere le combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo a partire dalle quattro combinazioni ottenute nel paragrafo 1.1.1 con l'obiettivo di massimizzare i momenti flettenti nelle sezioni oggetto di verifica.

In particolare, avendo già disposto i carichi variabili sulle campate per le quali si ha un aumento delle sollecitazioni nella sezione di interesse, è sufficiente sostituire il valore di progetto $q_d=1.5 q_k$ al carico q su tali campate (lo stesso vale per le altre azioni variabili q_{sb} e H).

Quanto alle azioni permanenti, esse devono essere moltiplicate per 1.3 sulle campate per le quali la loro presenza si traduce in un aumento delle sollecitazioni nella sezione di interesse. In pratica, su tutte le campate su cui è presente q (campate il cui carico applicato contribuisce, appunto, all'aumento delle sollecitazioni nella sezione di interesse) bisogna amplificare il carico permanente per un coefficiente 1.3. Sulle altre campate, atteso che un aumento del valore del carico comporterebbe una diminuzione di sollecitazioni, il valore di g_d sarà pari a g_k ($\gamma_g=1.0$). Pertanto dalle quattro combinazioni descritte nel paragrafo 1.1.1 si ottengono altrettante combinazioni allo SLU rappresentate nelle quattro figure seguenti (Figura 1.10 - Figura 1.13).

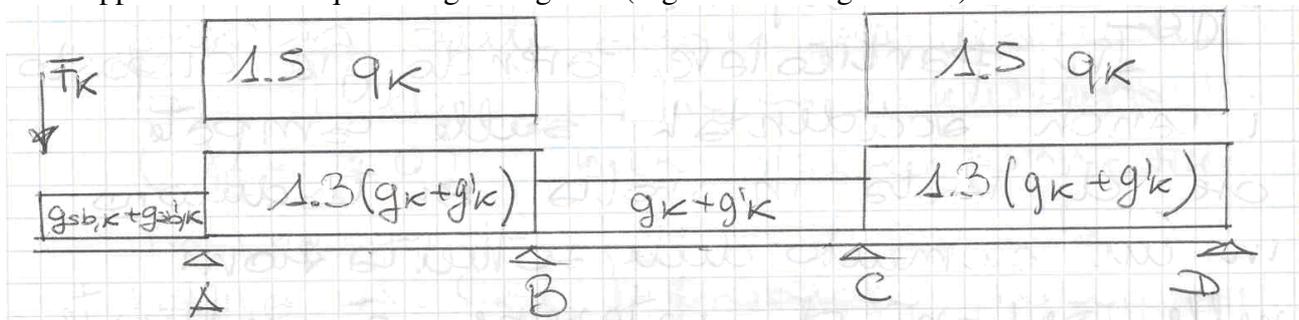


Figura 1.10: Schema di carico corrispondente alla Comb. 1 - SLU.

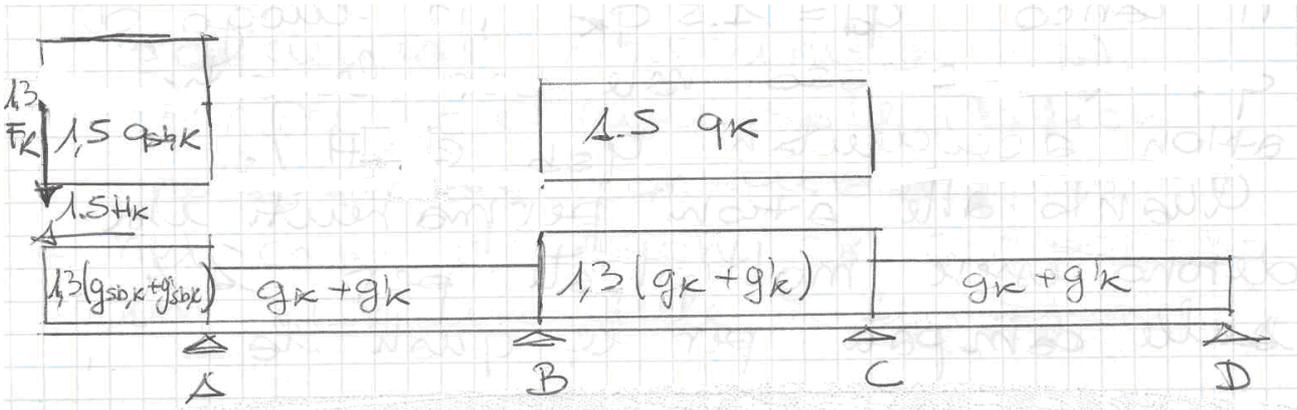


Figura 1.11: Schema di carico corrispondente alla Comb. 2 - SLU.

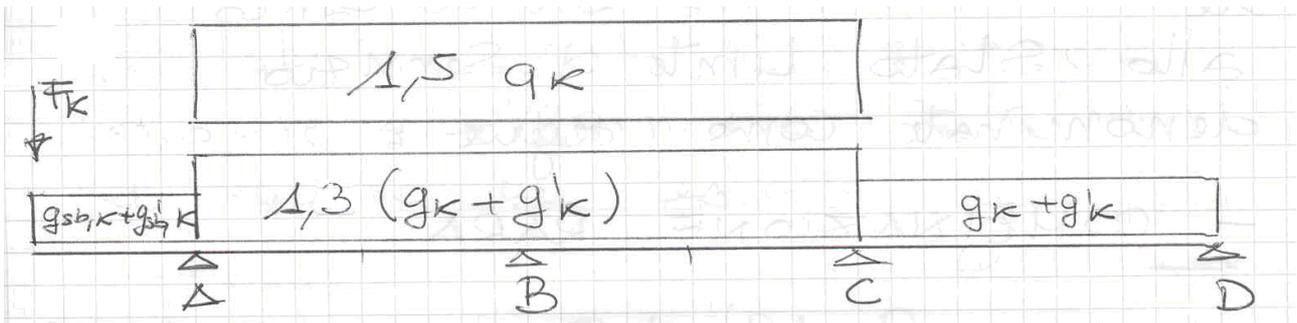


Figura 1.12: Schema di carico corrispondente alla Comb. 3 - SLU.

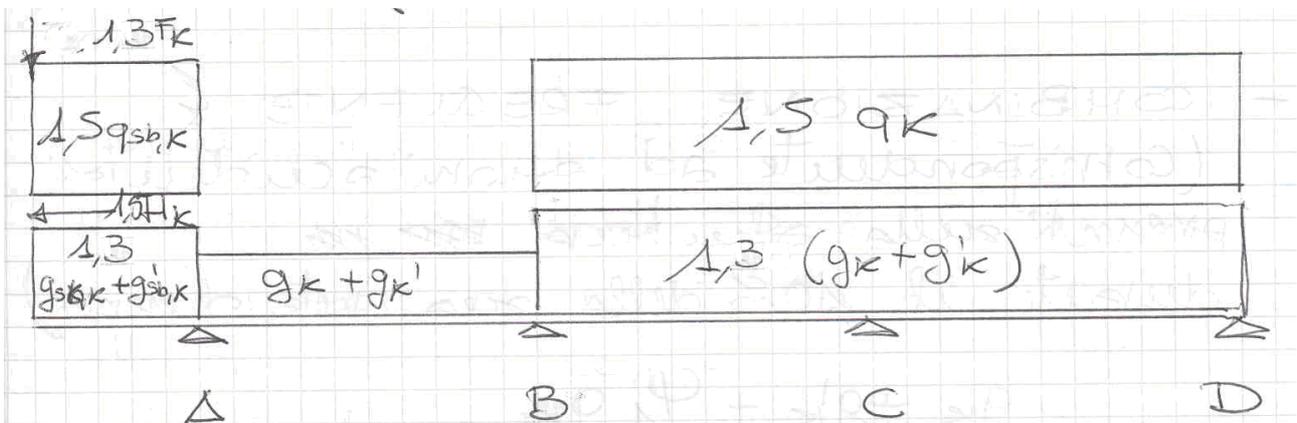


Figura 1.13: Schema di carico corrispondente alla Comb. 4 - SLU.

1.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO SLE (O SLS)

Le verifiche inerenti la “funzionalità” della struttura vengono effettuate con riferimento ad azioni che ordinariamente sono presenti sulla struttura. Le azioni permanenti possono ritenersi quantificate accuratamente dai valori caratteristici g_k e g'_k .

Quanto alle azioni variabili si possono considerare i loro valori caratteristici q_k ovvero loro frazioni al fine di ridurre il valore e variarne la probabilità di occorrenza. In questo modo si ottengono le tre combinazioni allo Stato Limite di Esercizio denominate come segue:

- Combinazione rara (Comb. 1 – SLE):

$$g_k + g'_k + q_k, \tag{1.6}$$

- Combinazione frequente (Comb. 2 – SLE), corrispondente ad azioni variabili presenti sulla struttura durante il 10 % della sua vita d’esercizio:

$$g_k + g_k' + \psi_1 \cdot q_k , \tag{1.7}$$

- Combinazione quasi-permanente (Comb. 3 – SLE), con riferimento ai valori delle azioni variabili presenti mediamente sulla struttura:

$$g_k + g_k' + \psi_2 \cdot q_k , \tag{1.8}$$

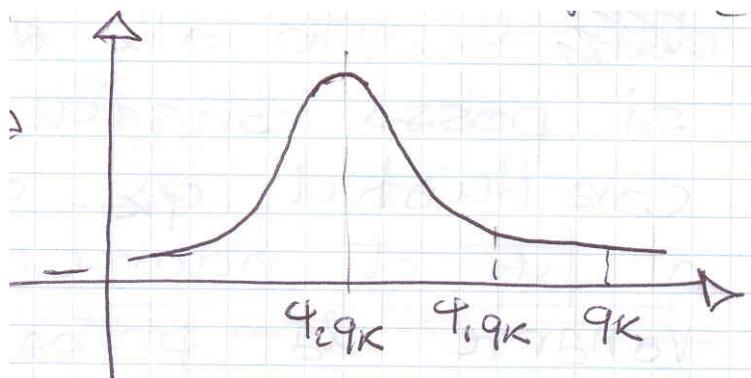


Figura 1.14: Livelli di probabilità associati alle varie Combinazioni allo SLE.

Le combinazioni di carico descritte simbolicamente riguardano il caso in cui vi sia soltanto una azione accidentale; i coefficienti ψ_1 e ψ_2 dipendono (come q) dalla destinazione d’uso della struttura. I valori sono tabellati al punto 2.5.3 della Nuova Normativa Tecnica (D.M. 14/01/2008); se ne riporta un estratto in Tabella 1.1.

Tabella 1.1: Valori per i coefficienti di combinazione allo SLS

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 ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 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 ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per il caso del solaio, allora, le tre combinazioni di carico allo SLE si ottengono come mostrato nelle tre figure seguenti (Figura 1.15 - Figura 1.17)

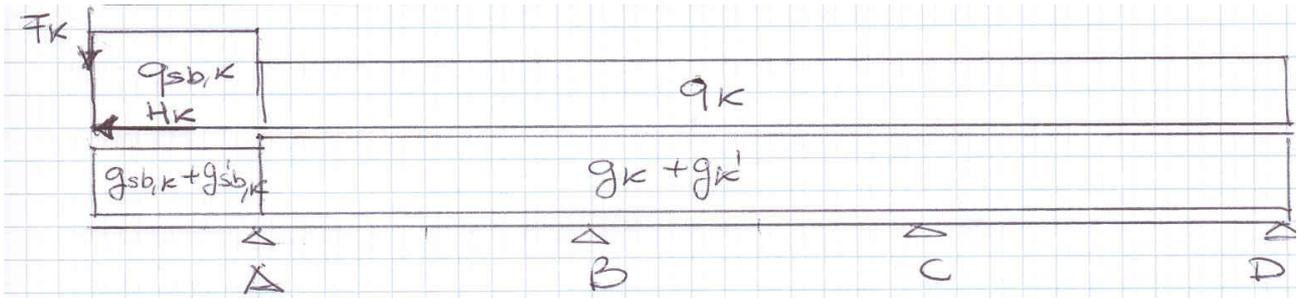


Figura 1.15: Schema di carico corrispondente alla Comb. 1 - SLE.

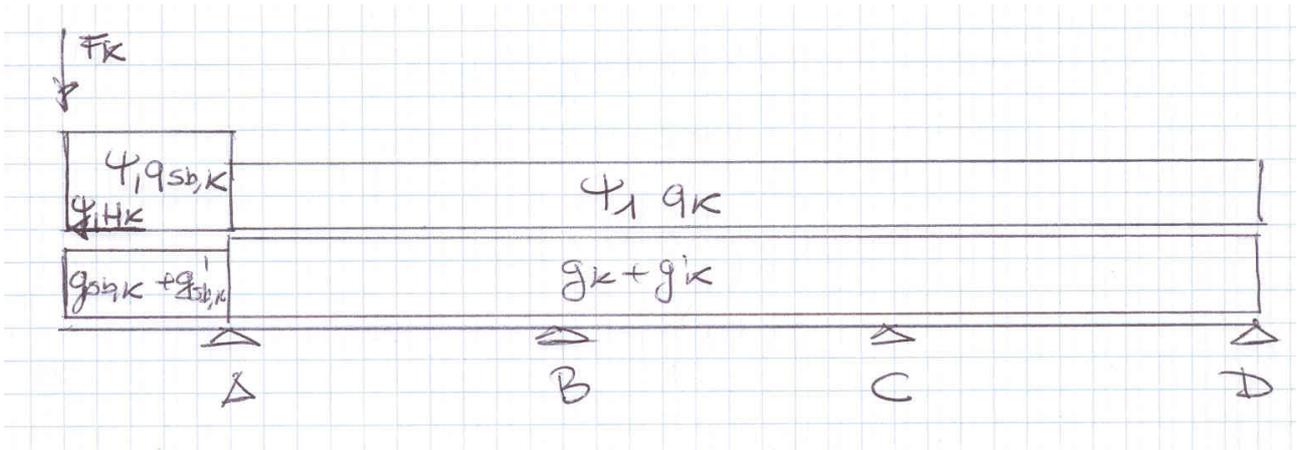


Figura 1.16: Schema di carico corrispondente alla Comb. 2 - SLE.

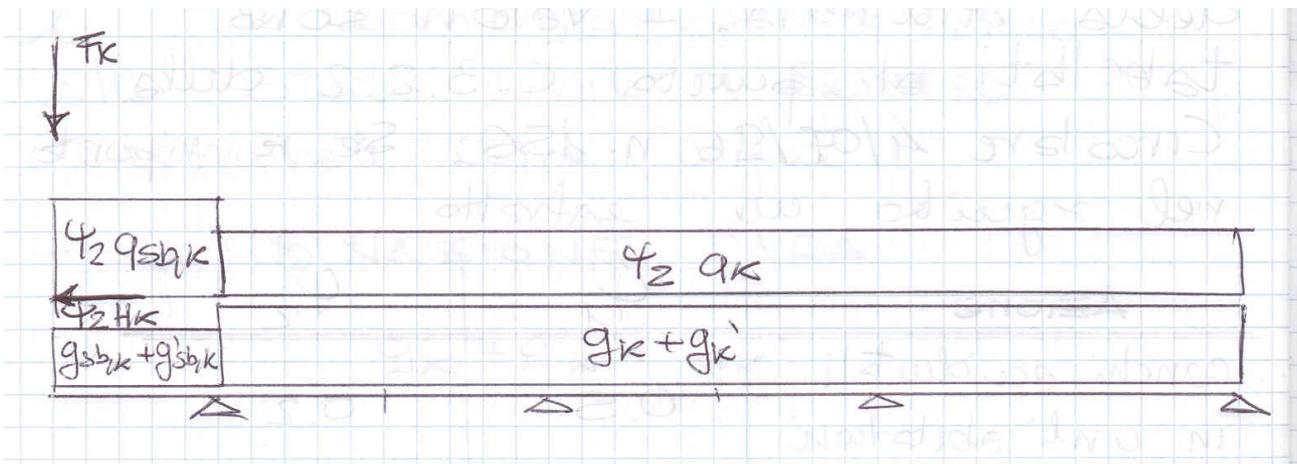


Figura 1.17: Schema di carico corrispondente alla Comb. 3 - SLE.