

Documento di studio su

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo

Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

ENV 1992-1-1

Titolo originario, in inglese:

Eurocode 2 - Design of concrete structures

Part 1-1: General rules and rules for building

ENV 1992-1-1

Premessa

Questo documento di studio contiene la versione ufficiale della norma europea sperimentale ENV 1992-1-1 approvata dal CEN il 27 dicembre 1991, nella traduzione italiana effettuata a cura dell'UNI, aggiornata sulla base del NAD italiano (Sezione III della Parte prima del D.M. 9/1/96, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"). Esso contiene inoltre una serie di commenti che ho ritenuto possano essere utili allo studente che affronta per la prima volta l'esame di questa norma.

Per differenziare il testo originario dalle aggiunte del NAD italiano e dai miei commenti ho usato il carattere Times New Roman per il testo originario e il carattere Arial (come quello con cui è scritta questa premessa) per le aggiunte e i commenti.

Questo documento di studio è per ora solo ad uso interno. Innanzitutto perché non è ancora giuridicamente chiaro fino a che punto la traduzione dell'UNI sia coperta da copyright (una regola fondamentale della legislazione italiana è quella della disponibilità delle leggi, ed in base a ciò alcuni giuristi ritengono che il copyright dell'UNI sia decaduto al momento del recepimento dell'Eurocodice 2 tra le norme italiane col D.M. 9/1/96). In secondo luogo perché il lavoro di inserimento dei commenti è ancora in corso. Si prega pertanto di non diffonderlo.

0. Premessa

0.1. Obiettivi degli Eurocodici

- (1) Gli Eurocodici Strutturali comprendono un gruppo di norme relative alla progettazione strutturale e geotecnica degli edifici e delle opere di ingegneria civile.
- (2) Essi sono redatti per essere utilizzati come documenti di riferimento per i seguenti scopi:
 - a) come strumento per verificare la conformità delle caratteristiche degli edifici e delle opere di ingegneria civile ai requisiti essenziali della Direttiva 89/106 Prodotti da costruzione (CPD);
 - b) come disposizioni quadro per redigere norme tecniche per i prodotti da costruzione.
- (3) Essi trattano esecuzione e controllo solo nella misura atta a definire la qualità dei prodotti usati nella costruzione e il livello di preparazione professionale necessario per soddisfare le ipotesi assunte nella progettazione.
- (4) Fin quando non sarà disponibile la necessaria serie delle norme tecniche sui prodotti e sui metodi di prova delle loro prestazioni, alcuni degli Eurocodici Strutturali tratteranno taluni di questi aspetti in specifiche appendici informative.

0.2. Cronistoria del programma degli Eurocodici

- (1) La Commissione delle Comunità Europee (CEC) assunse l'iniziativa per redigere un insieme di norme tecniche per la progettazione di edifici ed opere di ingegneria civile che dovrebbero servire inizialmente quale alternativa ai diversi regolamenti in vigore nei vari Stati membri e, successivamente, sostituirli. Questo norme tecniche sono state designate "Eurocodici Strutturali".
- (2) Nel 1990, dopo aver consultato i rispettivi Stati membri, la CEC ha incaricato il CEN del lavoro di sviluppo ulteriore, emanazione e aggiornamento degli Eurocodici Strutturali; la Segreteria dell'EFTA ha accettato di dare supporto ai lavori del CEN.
- (3) Il Comitato Tecnico CEN/TC 250 è responsabile di tutti gli Eurocodici Strutturali.

0.3. Programma degli Eurocodici

- (1) Sono in fase di redazione i seguenti Eurocodici Strutturali, ognuno dei quali generalmente consta di varie parti:

EN 1991 = Eurocodice 1	Basi della progettazione ed azioni sulle strutture
EN 1992 = Eurocodice 2	Progettazione delle strutture di calcestruzzo
EN 1993 = Eurocodice 3	Progettazione delle strutture di acciaio
EN 1994 = Eurocodice 4	Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo
EN 1995 = Eurocodice 5	Progettazione delle strutture di legno
EN 1996 = Eurocodice 6	Progettazione delle strutture di muratura
EN 1997 = Eurocodice 7	Progettazione geotecnica
EN 1998 = Eurocodice 8	Regole progettuali per le strutture antisismiche.

Inoltre potrà essere aggiunto al programma:

EN 1999 = Eurocodice 9	Progettazione delle strutture di alluminio
------------------------	--
- (2) Il CEN/TC 250 ha costituito dei sottocomitati separati in relazione ai diversi Eurocodici sopra citati.
- (3) La presente parte degli Eurocodici strutturali relativa alla progettazione delle strutture in calcestruzzo che è stata portata a termine ed approvata per la pubblicazione sotto la direzione della CEE, è in fase di pubblicazione da parte del CEN come norma sperimentale (ENV) per un periodo iniziale di tre anni.
- (4) La presente norma sperimentale è utilizzata per applicazioni pratiche di tipo sperimentale nella progettazione degli edifici e nei lavori di ingegneria civile inclusi nello scopo come indicato in 1.1.2 e per la presentazione di commenti.
- (5) Dopo circa due anni ai Membri CEN sarà richiesto di inviare commenti formali da prendere in considerazione per definire le future azioni.

- (6) Nel frattempo, suggerimenti e commenti su questa norma sperimentale dovrebbero essere inviati alla segreteria del Sottocomitato 2 del CEN/TC 250 al seguente indirizzo:

DIN

Burggralenstrasse 6

D - 1000 BERLIN 30

GERMANY

o al Vostro ente normatore nazionale

(nota nazionale - per l'Italia

UNI

Via Battistotti Sassi, 11

20133 MILANO

tel. 02170024.1 - fax. 02170.106.106)

0.4. Documenti di applicazione nazionale

- (1) Considerando le responsabilità delle Autorità nei Paesi membri in fatto di sicurezza, salute e altre questioni espresse nei requisiti essenziali della CPD (direttiva CEE “prodotti da costruzione”), ad alcuni elementi di sicurezza contenuti in questa norma sperimentale sono stati assegnati dei valori indicativi che vengono identificati da



Si prevede che le Autorità di ogni Paese membro assegnino dei valori definitivi a questi elementi di sicurezza.

- (2) Molte delle norme di supporto, compresi gli Eurocodici che attribuiscono valori per le azioni da considerare e le misure richieste per la protezione contro l'incendio, non saranno disponibili per il periodo in cui verrà pubblicata questa norma sperimentale. Si anticipa quindi che verrà pubblicato da ogni Paese membro o dall'organismo di normazione un Documento di Applicazione Nazionale (NAD) che fornirà valori definitivi per gli elementi di sicurezza, farà riferimento alle norme di supporto compatibili e rappresenterà una guida a livello nazionale per l'applicazione di questa norma sperimentale.
- (3) Resta inteso che questa norma sperimentale verrà usata insieme al NAD valido nel Paese in cui vengono svolti i lavori di edilizia o ingegneria civile.

0.5. Questioni specifiche della presente norma sperimentale

- (1) Lo scopo dell'Eurocodice 2 è definito in 1.1.1 e lo scopo della presente parte dell'Eurocodice 2 è definito in 1.1.2. Parti aggiuntive dell'Eurocodice 2 in preparazione sono indicate in 1.1.3; quest'ultime si occuperanno di tecnologie o applicazioni aggiuntive e faranno da completamente e da supplemento alla presente parte.
- (2) Nell'usare in pratica la presente norma sperimentale si deve fare particolare attenzione alle affermazioni e alle condizioni indicate in 1.3.
- (3) I sette punti (capitoli) principali della presente norma sperimentale sono completati da quattro appendici che hanno valore di norma come i punti a cui si riferiscono. Queste appendici sono state introdotte rimuovendo dal testo, per chiarezza, alcuni dei Principi e Regole di Applicazione fra i più dettagliati, che occorrono solo in casi particolari.
- (4) Come indicato in 0.4 (2) di questa premessa, si dovrebbe far riferimento ai Documenti di Applicazione Nazionale che forniranno dettagli delle norme di supporto compatibili che dovranno essere utilizzate. Per questa parte dell'Eurocodice 2 si deve fare particolare attenzione alla norma sperimentale approvata ENV 206 (Calcestruzzo - Prestazioni, produzione, messa in opera e criteri di conformità) e dei requisiti di durabilità indicati in 4.1 della presente norma sperimentale.
- (5) Le clausole della presente norma sperimentale sono basate sostanzialmente sull'edizione del 1978 del Codice Modello CEB e su altri documenti CEB e FIP più recenti.
- (6) Nello sviluppo della presente norma sperimentale sono stati preparati dei documenti di supporto che esprimono commenti e giustificazioni per alcune delle clausole indicate in questa norma sperimentale.

NORMA EUROPEA SPERIMENTALE

ENV 1992-1 -1

Eurocodice 2

Progettazione delle strutture di calcestruzzo

Parte 1^a Regole generali: sub-1 Regole generali e regole per gli edifici

SOMMARIO

- 1. Introduzione**
 - 1.1. Scopo
 - 1.1.1. Scopo dell'Eurocodice 2
 - 1.1.2. Scopo della parte 1^a dell'Eurocodice 2
 - 1.1.3. Parti ulteriori dell'Eurocodice 2
 - 1.2. Distinzione fra principi e regole di applicazione
 - 1.3. Presupposti
 - 1.4. Definizioni
 - 1.4.1. Termini comuni a tutti gli Eurocodici
 - 1.4.2. Termini speciali impiegati nella parte 1^a dell'Eurocodice 2
 - 1.5. Unità S.I.
 - 1.6. Simboli comuni a tutti gli Eurocodici
 - 1.6.1. Lettere latine maiuscole
 - 1.6.2. Lettere latine minuscole
 - 1.6.3. Lettere greche minuscole
 - 1.6.4. Indici
 - 1.7. Simboli speciali utilizzati nella parte 1^a dell'Eurocodice 2
 - 1.7.1. Generalità
 - 1.7.2. Simboli in lettere latine maiuscole
 - 1.7.3. Simboli in lettere latine minuscole
 - 1.7.4. Simboli in lettere greche
- 2. Basi del progetto**
 - 2.0. Simbologia - Sezioni 2.1-2.4
 - 2.1. Requisiti fondamentali
 - 2.2. Definizioni e classificazioni
 - 2.2.1. Stati limite e situazioni di progetto
 - 2.2.1.1. Stati limite
 - 2.2.1.2. Situazioni di progetto
 - 2.2.2. Azioni
 - 2.2.2.1. Definizioni e principali classificazioni
 - 2.2.2.2. Valori caratteristici delle azioni
 - 2.2.2.3. Valori rappresentativi delle azioni variabili
 - 2.2.2.4. Valori di calcolo delle azioni
 - 2.2.2.5. Valori di calcolo degli effetti delle azioni
 - 2.2.3. Proprietà dei materiali
 - 2.2.3.1. Valori caratteristici
 - 2.2.3.2. Valori di calcolo
 - 2.2.4. Dati geometrici
 - 2.2.5. Disposizioni di carico e casi di carico
 - 2.3. Requisiti del progetto
 - 2.3.1. Generalità
 - 2.3.2. Stati limite ultimi
 - 2.3.2.1. Condizioni di verifica
 - 2.3.2.2. Combinazioni di azioni

- 2.3.2.3. Valori di calcolo delle azioni permanenti
- 2.3.3. Fattori di sicurezza parziali per gli stati limite ultimi
- 2.3.3.1. Fattori di sicurezza parziali per le azioni su strutture di edifici
- 2.3.3.2. Fattori di sicurezza parziali per i materiali
- 2.3.4. Stato limite di esercizio
- 2.4. Durabilità
- 2.5. Analisi
- 2.5.1. Prescrizioni generali
- 2.5.1.0. Simbologia
- 2.5.1.1. Generalità
- 2.5.1.2. Casi e combinazioni di carica
- 2.5.1.3. Imperfezioni
- 2.5.1.4. Effetti del secondo ordine
- 2.5.1.5. Effetti dipendenti dal tempo
- 2.5.1.6. Progetto mediante sperimentazione
- 2.5.2. Idealizzazione della struttura
- 2.5.2.0. Simbologia
- 2.5.2.1. Modelli strutturali per l'analisi globale
- 2.5.2.2. Dati geometrici
- 2.5.3. Metodi di calcolo
- 2.5.3.0. Simbologia
- 2.5.3.1. Considerazioni di base
- 2.5.3.2. Tipi di analisi strutturale
- 2.5.3.3. Semplificazioni
- 2.5.3.4. Analisi strutturale di travi e telai
- 2.5.3.5. Analisi strutturale delle piastre
- 2.5.3.6. Analisi strutturale di muri e lastre caricate nel loro piano
- 2.5.3.7. Mensole, travi parete e zone di ancoraggio per forze di post-tensione
- 2.5.4. Determinazione degli effetti della precompressione
- 2.5.4.0. Simbologia
- 2.5.4.1. Generalità
- 2.5.4.2. Determinazione della forza di precompressione
- 2.5.4.3. Effetti della precompressione nelle condizioni di esercizio
- 2.5.4.4. Effetti della precompressione negli stati limite ultimi
- 2.5.5. Determinazione degli effetti delle deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo
- 2.5.5.0. Simbologia
- 2.5.5.1. Generalità
- 3. Proprietà dei materiali**
- 3.1. Calcestruzzo
- 3.1.0. Simbologia
- 3.1.1. Generalità
- 3.1.2. Calcestruzzo di massa volumica normale
- 3.1.2.1. Definizioni
- 3.1.2.2. Resistenza a compressione del calcestruzzo
- 3.1.2.3. Resistenza a trazione
- 3.1.2.4. Classi di resistenza del calcestruzzo
- 3.1.2.5. Proprietà di deformazione
- 3.2. Acciai per armature
- 3.2.0. Simbologia
- 3.2.1. Generalità
- 3.2.2. Classificazione e geometria
- 3.2.3. Proprietà fisiche
- 3.2.4. Proprietà meccaniche

- 3.2.4.1. Resistenza
- 3.2.4.2. Caratteristiche di duttilità
- 3.2.4.3. Modulo di elasticità
- 3.2.4.4. Fatica
- 3.2.5. Proprietà tecnologiche
- 3.2.5.1. Aderenza e ancoraggio
- 3.2.5.2. Saldabilità
- 3.3. Acciai per precompressione
- 3.3.0. Simbologia
- 3.3.1. Generalità
- 3.3.2. Classificazione e geometria
- 3.3.3. Proprietà fisiche
- 3.3.4. Proprietà meccaniche
- 3.3.4.1. Resistenza
- 3.3.4.2. Diagramma tensioni-deformazioni
- 3.3.4.3. Caratteristiche di duttilità
- 3.3.4.4. Modulo di elasticità
- 3.3.4.5. Fatica
- 3.3.4.6. Stati di tensione pluriassiali
- 3.3.5. Proprietà tecnologiche
- 3.3.5.1. Condizioni della superficie
- 3.3.5.2. Rilassamento
- 3.3.5.3. Sensibilità alla corrosione sotto tensione
- 3.4. Dispositivi di precompressione
- 3.4.1. Ancoraggi e accoppiatori (dispositivi di giunzione)
- 3.4.1.1. Generalità
- 3.4.1.2. Proprietà meccaniche
- 3.4.2. Condotti e guaine
- 3.4.2.1. Generalità
- 4. Progetto delle sezioni e degli elementi**
- 4.1. Requisiti di durabilità
- 4.1.0. Simbologia
- 4.1.1. Generalità
- 4.1.2. Azioni
- 4.1.2.1. Generalità
- 4.1.2.2. Condizioni ambientali
- 4.1.2.3. Aggressioni chimiche
- 4.1.2.4. Aggressioni fisiche
- 4.1.2.5. Effetti consequenziali indiretti
- 4.1.3. Progetto
- 4.1.3.1. Generalità
- 4.1.3.2. Criteri di progetto
- 4.1.3.3. Copriferro
- 4.1.4. Materiali
- 4.1.5. Esecuzione
- 4.2. Dati di progetto
- 4.2.1. Calcestruzzo
- 4.2.1.0. Simbologia
- 4.2.1.1. Generalità
- 4.2.1.2. Proprietà fisiche
- 4.2.1.3. Proprietà meccaniche
- 4.2.1.4. Comportamento dipendente dal tempo
- 4.2.2. Calcestruzzo armato

- 4.2.2.0. Simbologia
- 4.2.2.1. Acciaio per armature: generalità
- 4.2.2.2. Proprietà fisiche dell'acciaio per armature
- 4.2.2.3. Proprietà meccaniche dell'acciaio per armature
- 4.2.2.4. Proprietà tecnologiche dell'acciaio per armature
- 4.2.3. Calcestruzzo precompresso
- 4.2.3.0. Simbologia
- 4.2.3.1. Acciaio per precompressione: generalità
- 4.2.3.2. Proprietà fisiche dell'acciaio per precompressione
- 4.2.3.3. Proprietà meccaniche dell'acciaio per precompressione
- 4.2.3.4. Proprietà tecnologiche dell'acciaio per precompressione
- 4.2.3.5. Progetto di elementi di calcestruzzo precompresso
- 4.3. Stati limite ultimi
- 4.3.1. Stati limite ultimi per flessione e forza longitudinale
- 4.3.1.0. Simbologia
- 4.3.1.1. Generalità
- 4.3.1.2. Resistenza di calcolo a flessione e a forza longitudinale
- 4.3.1.3. Rottura fragile e iper-resistenza
- 4.3.2. Taglio
- 4.3.2.0. Simbologia
- 4.3.2.1. Generalità
- 4.3.2.2. Metodo di calcolo a taglio
- 4.3.2.3. Elementi che non richiedono armature a taglio
- 4.3.2.4. Elementi che richiedono armature a taglio
- 4.3.2.5. Taglio tra piattabanda e anima
- 4.3.3. Torsione
- 4.3.3.0. Simbologia
- 4.3.3.1. Torsione pura
- 4.3.3.2. Effetti combinati di azioni
- 4.3.3.3. Torsione di ingobbamento
- 4.3.4. Punzonamento
- 4.3.4.0. Simbologia
- 4.3.4.1. Generalità
- 4.3.4.2. Scopo e definizioni
- 4.3.4.3. Metodo di calcolo per la verifica a punzonamento
- 4.3.4.4. Piastre di altezza variabile
- 4.3.4.5. Resistenza a taglio
- 4.3.5. Stati limite ultimi Indotti da deformazione della struttura (instabilità)
- 4.3.5.0. Simbologia
- 4.3.5.1. Scopo e definizioni
- 4.3.5.2. Procedimento di calcolo
- 4.3.5.3. Classificazione delle strutture e degli elementi strutturali
- 4.3.5.4. Imperfezioni
- 4.3.5.5. Dati specifici per diversi tipi di strutture
- 4.3.5.6. Metodi semplificati di calcolo per colonne isolate
- 4.3.5.7. Instabilità laterale di travi snelle
- 4.4. Stati limite di esercizio
- 4.4.0. Generalità
- 4.4.0.1. Simbologia
- 4.4.0.2. Scopo
- 4.4.1. Limitazione delle tensioni in esercizio
- 4.4.1.1. Considerazioni di base
- 4.4.1.2. Metodi per la verifica delle tensioni
- 4.4.2. Stati limite di fessurazione

- 4.4.2.1. Considerazioni generali
- 4.4.2.2. Aree minime di armatura
- 4.4.2.3. Controllo della fessurazione senza calcolo diretto
- 4.4.2.4. Calcolo dell'ampiezza delle fessure
- 4.4.3. Stati limite di deformazione
- 4.4.3.1. Considerazioni di base
- 4.4.3.2. Casi in cui il calcolo può essere omesso
- 4.4.3.3. Verifica delle riflessioni mediante calcolo
- 5. Prescrizioni costruttive**
- 5.0. Simbologia
- 5.1. Generalità
- 5.2. Acciaio per calcestruzzo armato
- 5.2.1. Disposizioni costruttive generali
- 5.2.1.1. Distanza tra le barre
- 5.2.1.2. Curvature ammissibili
- 5.2.2. Aderenza
- 5.2.2.1. Condizioni di aderenza
- 5.2.2.2. Tensione ultima di aderenza
- 5.2.2.3. Lunghezza di ancoraggio di base
- 5.2.3. Ancoraggio
- 5.2.3.1. Generalità
- 5.2.3.2. Metodi di ancoraggio
- 5.2.3.3. Armature trasversali parallele alla superficie del calcestruzzo
- 5.2.3.4. Lunghezza di ancoraggio necessaria
- 5.2.3.5. Ancoraggi con dispositivi meccanici
- 5.2.4. Giunzioni
- 5.2.4.1. Giunzioni per sovrapposizione di barre o fili
- 5.2.4.2. Sovrapposizioni di reti elettrosaldate di fili ad aderenza migliorata
- 5.2.5. Ancoraggi di staffe e di armature a taglio
- 5.2.6. Regole aggiuntive per barre ad aderenza migliorata di diametro maggiore di 32 mm
- 5.2.6.1. Dettagli costruttivi
- 5.2.6.2. Aderenza
- 5.2.6.3. Ancoraggi e giunzioni
- 5.2.7. Gruppi di barre ad aderenza migliorata
- 5.2.7.1. Generalità
- 5.2.7.2. Ancoraggi e giunzioni
- 5.3. Elementi per la precompressione
- 5.3.1. Disposizione degli elementi per la precompressione
- 5.3.2. Ricoprimento di calcestruzzo
- 5.3.3. Distanze orizzontali e verticali
- 5.3.3.1. Pre-tensione
- 5.3.3.2. Post-tensione
- 5.3.4. Ancoraggi e dispositivi di accoppiamento per armature di precompressione
- 5.4. Elementi strutturali
- 5.4.1. Pilastri
- 5.4.1.1. Dimensioni minime
- 5.4.1.2. Armature longitudinali e trasversali
- 5.4.2. Travi
- 5.4.2.1. Armature longitudinali
- 5.4.2.2. Armature a taglio
- 5.4.2.3. Armature a torsione
- 5.4.2.4. Armature di pelle
- 5.4.3. Piastre non alleggerite gettate in opera

- 5.4.3.1. Spessore minimo
- 5.4.3.2. Armature a flessione
- 5.4.3.3. Armature a taglio
- 5.4.4. Mensole
- 5.4.5. Travi parete
- 5.4.6. Zone di ancoraggio per forze di post-tensione
- 5.4.7. Muri di calcestruzzo armato
 - 5.4.7.1. Generalità
 - 5.4.7.2. Armature verticali
 - 5.4.7.3. Armature orizzontali
 - 5.4.7.4. Armature trasversali
- 5.4.8. Casi particolari
 - 5.4.8.1. Forze concentrate
 - 5.4.8.2. Forze associate a un cambiamento di direzione
 - 5.4.8.3. Appoggi indiretti
- 5.5. Limitazione del danno dovuto ad azioni eccezionali
 - 5.5.1. Sistema di incatenamento
 - 5.5.2. Dimensionamento degli incatenamenti
 - 5.5.3. Continuità ed ancoraggio
- 6. Esecuzione e qualità dell'esecuzione**
 - 6.1. Obiettivi
 - 6.2. Tolleranze
 - 6.2.1. Tolleranze - Generalità
 - 6.2.2. Tolleranze riguardanti la sicurezza strutturale
 - 6.2.3. Tolleranze per il copriferro
 - 6.2.4. Tolleranze per scopi costruttivi
 - 6.3. Regole costruttive
 - 6.3.1. Calcestruzzo
 - 6.3.2. Casseri e puntelli
 - 6.3.2.1. Requisiti di base
 - 6.3.2.2. Finitura superficiale
 - 6.3.2.3. Inserti temporanei
 - 6.3.2.4. Rimozione dei casseri e dei puntelli
 - 6.3.3. Armatura ordinaria
 - 6.3.3.1. Requisiti di base
 - 6.3.3.2. Trasporto, stoccaggio e lavorazione delle armature
 - 6.3.3.3. Saldature
 - 6.3.3.4. Giunzioni
 - 6.3.3.5. Lavorazione, assemblaggio e posizionamento delle armature
 - 6.3.4. Armatura di precompressione
 - 6.3.4.1. Requisiti di base
 - 6.3.4.2. Trasporto e stoccaggio delle armature
 - 6.3.4.3. Lavorazione delle armature
 - 6.3.4.4. Disposizione delle armature
 - 6.3.4.5. Messa in tensione delle armature di precompressione
 - 6.3.4.6. Iniezione e altre misure protettive
- 7. Controllo di qualità**
 - 7.1. Scopo e obiettivi
 - 7.2. Classificazione dei provvedimenti di controllo
 - 7.2.1. Generalità
 - 7.2.2. Controllo interno
 - 7.2.3. Controllo esterno
 - 7.2.4. Controllo di conformità

- 7.3. Sistemi di verifica
- 7.4. Controllo delle diverse fasi del processo costruttivo
- 7.5. Controllo del progetto
- 7.6. Controllo della produzione e della costruzione
 - 7.6.1. Obiettivi
 - 7.6.2. Obiettivi del controllo della produzione e della costruzione
 - 7.6.3. Elementi del controllo di produzione e di costruzione
 - 7.6.4. Prove preliminari
 - 7.6.5. Controlli durante la costruzione
 - 7.6.5.1. Requisiti generali
 - 7.6.5.2. Controlli di conformità alla consegna in cantiere
 - 7.6.5.3. Controlli preliminari al getto del calcestruzzo e durante la messa in tensione
 - 7.6.6. Controlli di conformità
- 7.7. Controllo e manutenzione della struttura completata

APPENDICE 1: Disposizioni supplementari per la determinazione degli effetti delle deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo

- A 1.0. Simbologia
- A 1.1. Dati sugli effetti dipendenti dal tempo
 - A 1.1.1. Generalità
 - A 1.1.2. Viscosità
 - A 1.1.3. Ritiro
- A 1.2. Procedure di progettazione complementari

APPENDICE 2: Analisi non lineare

- A 2.0. Simbologia
- A 2.1. Generalità
- A 2.2. Metodo affinato per elementi lineari soggetti a flessione con o senza forza assiale
- A 2.3. Metodi semplificati (elementi lineari)
- A 2.4. Analisi plastica (elementi lineari)
- A 2.5. Approcci non lineari e plastici per elementi lineari precompressi
 - A 2.5.1. Metodi non lineari
 - A 2.5.2. Metodi plastici
- A 2.6. Metodi numerici di analisi delle piastre
- A 2.7. Analisi non lineare di muri e lastre caricate nel loro piano
- A 2.8. Armatura delle piastre
- A 2.9. Armatura delle lastre (muri)

APPENDICE 3: Informazioni supplementari sugli stati limite ultimi indotti da deformazioni strutturali

- A 3.0. Simbologia
- A 3.1. Procedure di calcolo
- A 3.2. Strutture a nodi fissi
- A 3.3. Elementi di controvento in strutture controventate
- A 3.4. Dati specifici
- A 3.5. Telai a nodi mobili

APPENDICE 4: Verifica delle inflessioni mediante calcolo

- A 4.0. Simbologia
- A 4.1. Generalità
- A 4.2. Requisiti per il calcolo delle deformazioni
- A 4.3. Metodi di calcolo

1. Introduzione

1.1. Scopo

1.1.1. Scopo dell'Eurocodice 2

- P(1) L'Eurocodice 2 si applica alla progettazione di edifici e di opere di ingegneria civile di calcestruzzo non armato, armato e precompresso. È suddiviso in varie parti, come riportato in 1.1.2 e 1.1.3.
- P(2) Questo Eurocodice si riferisce esclusivamente ai requisiti di resistenza, comportamento in esercizio e durabilità delle strutture. Altri requisiti, quali ad esempio l'isolamento termico o quello acustico, non sono presi in considerazione.
- P(3) L'esecuzione¹⁾ viene trattata nella misura atta a garantire che la qualità dei materiali e dei prodotti impiegati e il livello di preparazione degli addetti in cantiere soddisfino i presupposti delle regole di progettazione. L'esecuzione e la qualità delle stesse sono trattate nei punti 6 e 7 i cui contenuti devono considerarsi come prescrizioni minime. Ulteriori requisiti potranno essere formulati per particolari tipi di edifici, o di opere d'ingegneria civile¹⁾, o di procedimenti esecutivi¹⁾.
- P(4) L'Eurocodice 2 non tratta i requisiti speciali della progettazione in zona sismica. Le prescrizioni relative a tali requisiti sono contenute nell'Eurocodice 8 "Progettazione delle costruzioni in zona sismica"²⁾ che integra l'Eurocodice 2 ed è con esso coerente.
- P(5) I valori numerici delle azioni da considerare nel progetto degli edifici e delle opere d'ingegneria civile non sono contenuti nell'Eurocodice 2. Essi sono forniti nell'Eurocodice 1 "Basi del progetto e azioni sulle strutture"²⁾ applicabile ai vari tipi di costruzione.

1.1.2. Scopo della parte 1^a dell'Eurocodice 2 (vedere 1.1.1)

- P(1) La parte 1^a dell'Eurocodice 2 fornisce le basi generali per la progettazione di edifici e di opere d'ingegneria civile di calcestruzzo armato ordinario e precompresso realizzato con aggregati di massa volumica normale (vedere 1.1.3 per le parti complementari riguardanti altri procedimenti costruttivi, materiali particolari o altre tipologie costruttive).
- P(2) La parte 1^a fornisce inoltre regole dettagliate applicabili prevalentemente a edifici ordinari. L'applicabilità di tali regole può risultare ristretta sia per ragioni pratiche, sia per effetto di talune semplificazioni; il loro uso, nonché i limiti di applicazione sono, ove necessario, spiegati nel testo.
- P(3) Nella parte 1^a sono trattati i seguenti argomenti:
- | | |
|--------------|---|
| Punto 1: | Introduzione |
| Punto 2: | Basi del progetto |
| Punto 3: | Proprietà dei materiali |
| Punto 4: | Progetto delle sezioni e degli elementi |
| Punto 5: | Disposizioni costruttive |
| Punto 6: | Esecuzione e qualità dell'esecuzione |
| Punto 7: | Controllo di qualità |
| Appendice 1: | Disposizioni supplementari per la determinazione degli effetti delle deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo |
| Appendice 2: | Analisi non lineare |
| Appendice 3: | Procedimenti progettuali aggiuntivi per l'instabilità |
| Appendice 4: | Verifica delle inflessioni mediante calcolo. |
- P(4) I punti 1 e 2 sono comuni a tutti gli Eurocodici, salvo alcune clausole aggizionali che sono necessarie per il conglomerato cementizio.

¹⁾ Per il significato di questa termine, vedere 1.4.1 (2).

²⁾ Attualmente allo stato di progetto.

P(5) La presente parte 1^a non tratta:

- la resistenza al fuoco;
- particolari aspetti di speciali tipi di edifici (quali, per esempio, gli edifici di grande altezza);
- particolari aspetti di speciali opere d'ingegneria civile (quali: viadotti, ponti, dighe, contenitori in pressione, costruzioni off-shore, contenitori di liquidi);
- i componenti di calcestruzzo privo di aggregati fini o di calcestruzzo aerato o con aggregati pesanti e quelli inglobanti elementi strutturali di acciaio (per le strutture composte di acciaio e calcestruzzo vedere l'Eurocodice 4).

1.1.3. Parti ulteriori dell'Eurocodice 2 (vedere 1.1.1)

P(1) La presente parte 1^a dell'Eurocodice 2 sarà integrata da parti ulteriori che la completeranno o la adatteranno ad aspetti particolari di tipi speciali di edifici o di opere d'ingegneria civile, a speciali procedimenti esecutivi e a taluni altri aspetti della progettazione che assumono notevole importanza in sede pratica.

P(2) Le parti ulteriori dell'Eurocodice 2, che attualmente sono in fase di preparazione o in programma, sono elencate nelle due seguenti categorie:

- Parte I A - Strutture di calcestruzzo non armato o debolmente armato (= ENV 1992-1-2)
- Parte 1 B - Strutture prefabbricate di calcestruzzo (= ENV 1992-1-3)
- Parte 1 C - Impiego di calcestruzzo di aggregati leggeri (= ENV 1992-1-4)
- Parte 1 D - Impiego di armature di precompressione permanentemente non aderenti o esterne (= ENV 1992-1-5)
- Parte 1 E - Progetto di strutture sollecitate a fatica (= ENV 1992-...-...)
- Parte 10 - Resistenza al fuoco delle strutture di calcestruzzo (= ENV 1992-1-6)
- Parte 2 - Ponti di calcestruzzo armato e precompresso (= ENV 1992-2)
- Parte 3 - Fondazioni di calcestruzzo e palificazioni (= ENV 1992-3)
- Parte 4 - Strutture di contenimento per liquidi (= ENV 1992-4)
- Parte 5 - Strutture provvisorie. Strutture previste per un uso limitato nel tempo (= ENV 1992-5)
- Parte 6 - Strutture civili massicce (= ENV 1992-6)

1.2. Distinzione fra principi e regole di applicazione

P(1) Le clausole del presente Eurocodice vengono distinte, a seconda del loro carattere, in Principi e Regole di Applicazione.

P(2) I Principi comprendono:

- affermazioni generali e definizioni per le quali non vi è alternativa;
- requisiti e modelli analitici per i quali non è ammessa alternativa, se non specificatamente stabilito.

P(3) Nella presente norma i Principi sono preceduti dalla lettera P.

P(4) Le Regole di Applicazione sono regole generalmente riconosciute che seguono i Principi e soddisfano i requisiti.

P(5) L'uso di regole di progettazione alternative, diverse dalle Regole di Applicazione contenute nell'Eurocodice, è consentito a condizione che si dimostri che tali regole alternative sono in accordo con i Principi a esse attinenti e che sono almeno equivalenti a quelle dell'Eurocodice per quanto riguarda la resistenza, il comportamento in esercizio e la durabilità.

P(6) Nella presente norma le Regole di Applicazione sono presentate tipograficamente rientrate verso destra.

Nota: nel presente testo ho preferito mantenere lo stesso rientro sia per i principi che per le regole di applicazione, poiché l'assenza della lettera P è sufficiente per individuare una Regola di Applicazione.

1.3. Presupposti

P(1) Si applicano i seguenti presupposti:

- le strutture sono progettate da personale avente qualificazione ed esperienza appropriate;

- gli stabilimenti, gli impianti e i cantieri sono soggetti a supervisione e a controllo della qualità adeguati;
- l'esecuzione è realizzata da personale avente le dovute abilità ed esperienza;
- i materiali da costruzione e i prodotti vengono impiegati come indicato nel presente Eurocodice o nelle specifiche di materiale o di prodotto ad essi attinenti;
- la struttura viene sottoposta ad adeguata manutenzione;
- la struttura viene usata in accordo con le specifiche progettuali.

P(2) I metodi di progettazione sono validi solo se i requisiti inerenti all'esecuzione e alla qualità di cui in 6 e 7 sono soddisfatti.

P(3) I valori numerici identificati con la notazione [] sono forniti a titolo indicativo. Valori diversi potranno essere fissati dagli Stati membri.

Nota: nel presente testo i valori numerici definiti dal CEN sono seguiti dai valori forniti dal NAD italiano (se differenti da quelli del CEN); i valori da applicare in Italia sono racchiusi tra parentesi e preceduti dalla lettera I e da due punti.

1.4. Definizioni

1.4.1. Termini comuni a tutti gli Eurocodici

P(1) Se non stabilito altrimenti nel seguito, si applica la terminologia adottata dalla ISO 8930.

P(2) I seguenti termini sono adottati in tutti gli Eurocodici con i seguenti significati:

costruzione: Qualsiasi cosa che venga costruita o sia il risultato di operazioni di costruzione³⁾. Questo termine riguarda sia gli edifici, sia le opere di ingegneria civile. Esso si riferisce all'intera costruzione e comprende gli elementi strutturali e quelli non strutturali.

esecuzione: L'attività di creare un edificio o un'opera di ingegneria civile. Il termine è riferito all'attività di cantiere, ma può anche indicare la fabbricazione fuori opera dei componenti e il loro successivo montaggio in cantiere.

struttura: Insieme organizzato di parti fra loro connesse progettato in modo tale da ottenere una rigidità adeguata⁴⁾. Questo termine si applica agli elementi portanti.

tipo di edificio o di opera d'ingegneria civile: Tipo di "costruzione" che indica l'uso previsto (per esempio: casa di abitazione, edificio industriale, ponte stradale).

tipo di struttura: Tipologia strutturale che designa la disposizione degli elementi strutturali (per esempio: trave, struttura reticolare, arco, ponte sospeso).

materiale da costruzione: Materiale impiegato in una costruzione (per esempio: calcestruzzo, acciaio, legno, muratura).

sistema costruttivo: Indicazione del principale materiale strutturale (per esempio: costruzione di calcestruzzo armato, di acciaio, di legno, di muratura).

procedimento esecutivo: Metodo col quale la costruzione viene realizzata (per esempio: gettata in sito, prefabbricata, a sbalzo).

sistema strutturale: Elementi portanti di un edificio o di un'opera d'ingegneria civile e il modo secondo il quale si suppone che tali elementi funzionino per la definizione del modello.

P(3) I termini equivalenti nelle lingue della Comunità Europea sono riportati nel prospetto I.1.

³⁾ Questa definizione è in accordo con la ISO 6707/1.

⁴⁾ La ISO 6707/1 dà la stessa definizione ma aggiunge 'or a construction works having such an arrangement'. Per gli Eurocodici questa aggiunta non viene presa in considerazione per evitare traduzioni ambigue.

Prospetto 1.1 - Elenco dei termini equivalenti nelle lingue della Comunità
(da completare per le altre lingue della Comunità)

Inglese	Francese	Tedesco	Italiano	Olandese	Spagnolo
Construction works	Construction	Bauwerk	Costruzione	Bouwwerk	Construccion
Execution	Execution	(Bau-) Ausführung	Esecuzione	Uitvoering	Ejecution
Structure	Structure	Tragwerk	Struttura	Draag constructie	Estructura
Type of buildings or civil engineering works	Nature de construction	Art des bauwerk	Tipo di costruzione	Type bouwwerk	Naturaleza de la construccion
Form of structure	Type de structure	Art des tragwerk	Tipo di struttura	Type draag constructie	Tipo de estructura
Construction material	Materiau de construction	Baustoff; Werkstoff (Stahlbau)	Materiale da costruzione	Constructie materiaal	Material de construccion
Type of construction	Mode de construction	Bauert	Sistema costruttivo	Bouwwijze	Mode de construccion
Method of construction	Procedè d'execution	Bauverfahren	Procedimento esecutivo	Bouwmethode	Procedimento de ejecucion
Structural system	Système structural	Tragsystem	Procedimento esecutivo	Constructief systeem	Sistema estructural

1.4.2. Termini speciali impiegati nella parte 1^a dell'Eurocodice 2

- P(1) **calcestruzzo non armato o debolmente armato:** Elementi di calcestruzzo armato nei quali la percentuale di armatura longitudinale a flessione è inferiore ai valori minimi dati in 5.4, sono di regola considerati come calcestruzzo non armato e progettati secondo la parte 1 A dell'Eurocodice 2.
- P(2) **armature di precompressione non aderenti o esterne:** Per elementi strutturali post-tesi nei quali le guaine sono permanentemente non iniettate e per elementi con armature di precompressione collocate al di fuori delle sezioni di calcestruzzo (eventualmente conglobate a posteriori nel calcestruzzo o protette con un rivestimento); la progettazione deve conformarsi alle prescrizioni della parte 1 D dell'Eurocodice 2. Dove le armature di precompressione rimangano temporaneamente prive di iniezione durante la costruzione, si applicano invece le prescrizioni della parte 1.

1.5. Unità S.I.

- P(1) Le unità S.I. devono essere usate secondo la ISO 1000.
- (2) Per i calcoli sono raccomandate le seguenti unità:
- forze e carichi: kN, kN/m, kN/m²
 - massa volumica: kg/m³
 - peso specifico: kN/m³
 - tensioni e resistenze: N/mm² (=MN/m² o MPa)
 - momenti (flettente ...): kNm

1.6. Simboli comuni a tutti gli Eurocodici

1.6.1. Lettere latine maiuscole

<i>A</i>	Azione eccezionale
<i>A</i>	Area
<i>C</i>	Valore fisso
<i>E</i>	Modulo di elasticità longitudinale
<i>E</i>	Effetto di azione
<i>F</i>	Azione

F	Forza
G	Azione permanente
G	Modulo di elasticità tangenziale
I	Momento di inerzia
M	Momento in genere
M	Momento flettente
N	Forza assiale
P	Forza di precompressione
Q	Azione variabile
R	Resistenza
S	Sollecitazioni interne (forze e momenti)
T	Momento torcente
V	Forza di taglio
W	Modulo di resistenza della sezione
X	Valore di una proprietà di un materiale

1.6.2. Lettere latine minuscole

a	Distanza
a	Dato geometrico
Δa	Termine di sicurezza additivo o riduttivo per i dati geometrici
b	Larghezza
d	Diametro; altezza utile
e	Eccentricità
f	Resistenza (di un materiale)
h	Altezza
i	Raggio giratore
k	Coefficiente; Fattore
$l \ell L$	Lunghezza; Luce ⁵⁾
m	Massa
r	Raggio
t	Spessore
u, v, w	Componenti dello spostamento di un punto
x, y, z	Coordinate

1.6.3. Lettere greche minuscole

α	Angolo; Rapporto
β	Angolo; Rapporto
γ	Fattore di sicurezza parziale
ε	Deformazione
λ	Rapporto di snellezza
μ	Coefficiente di attrito
ν	Rapporto di Poisson
ρ	Densità di massa
σ	Tensione normale
τ	Tensione tangenziale
Ψ	Fattori che definiscono i valori rappresentativi delle azioni variabili
Ψ_0	per i valori di combinazione
Ψ_1	per i valori frequenti
Ψ_2	per i valori quasi-permanenti

1.6.4. Indici (pedici)

a	Acciaio strutturale
c	Calcestruzzo

⁵⁾ l (elle) può essere sostituito da L o ℓ (scritto a mano) per determinate lunghezze o per evitare confusione con 1 (numero).

<i>c</i>	Compressione
<i>cr</i> (o <i>crit</i>)	Critico
<i>d</i>	Progetto, calcolo
<i>dst</i>	Instabilizzante
<i>dir</i>	Diretto
<i>eff</i>	Effettivo, efficace
<i>ext</i>	Esterno
<i>f</i>	Piattabanda, ala
<i>F</i> (o <i>P</i>)	Azione
<i>g</i> (o <i>G</i>)	Azione permanente
<i>h</i>	Alto; più alto
<i>ind</i>	Indiretto
<i>inf</i>	Inferiore; minore
<i>int</i>	Interno
<i>k</i>	Caratteristico
<i>l</i>	Basso; inferiore
<i>m</i> (o <i>M</i>)	Materiale
<i>m</i>	Flettente
<i>m</i>	Medio
<i>max</i>	Massimo
<i>min</i>	Minimo
<i>nom</i>	Nominale
<i>p</i> (o <i>P</i>)	Forza di precompressione
<i>pl</i>	Plastico
<i>ps</i>	Armatura di precompressione
<i>q</i> (o <i>Q</i>)	Azione variabile
<i>R</i>	Resistenza
<i>rep</i>	Rappresentativo
<i>s</i>	Armatura ordinaria
<i>S</i>	Sollecitazione (forze e momenti interni)
<i>stb</i>	Stabilizzante
<i>sup</i>	Superiore
<i>t</i> (o <i>ten</i>)	Trazione
<i>t</i> (o <i>tor</i>)	Torsione
<i>u</i>	Ultimo
<i>v</i>	Taglio
<i>w</i>	Anima
<i>x, y, z</i>	Coordinate
<i>y</i>	Snervamento

1.7. Simboli speciali utilizzati nella parte 1^a dell'Eurocodice 2

1.7.1. Generalità

In generale i simboli utilizzati nella parte 1^a dell'Eurocodice 2 sono basati sui simboli comuni elencati in 1.6 e sui simboli derivati da essi come, per esempio:

$G_{d, sup}$	Valore di calcolo superiore di una azione permanente
A_c	Area complessiva di una sezione di calcestruzzo
f_{yd}	Tensione di snervamento di calcolo dell'armatura.

Tali simboli derivati sono, per semplicità d'uso, definiti nel testo dove sono introdotti. Comunque, oltre a ciò, nel seguito sono elencati e definiti i simboli più frequentemente ricorrenti; i simboli specifici di un dato punto sono elencati all'inizio di quel punto. Se, nella lettura del testo, il lettore non è sicuro del significato di un simbolo particolare, potrà ritrovarlo sia in 1.7.2-1.7.4 sia all'inizio del punto relativo.

1.7.2. Simboli in lettere latine maiuscole

A_c	Area complessiva di una sezione di calcestruzzo
A_p	Area di una o più armature di precompressione
A_s	Area di armatura all'interno della zona tesa
A_{s2}	Area di armatura all'interno della zona compressa allo stato limite ultimo
A_{sw}	Area dell'armatura a taglio
E_{cd}	Valore di calcolo del modulo di elasticità secante
$E_{C(t)}$	Modulo di elasticità tangente di un calcestruzzo di massa volumica normale alla tensione $\sigma_c = 0$ e al tempo t
$E_c, E_{C(28)}$	Modulo di elasticità tangente di un calcestruzzo di densità normale alla tensione $\sigma_c = 0$ e a 28 giorni
E_{cm}	Modulo di elasticità secante di un calcestruzzo di densità normale
E_s	Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione
I_c	Momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo
$J_{(t,t_0)}$	Funzione di viscosità al tempo t
M_{Sd}	Valore di calcolo del momento flettente agente
N_{Sd}	Valore di calcolo della forza assiale agente (trazione o compressione) allo stato limite ultimo
$P_{m,t}$	Valore medio della forza di precompressione al tempo t , in un punto qualsiasi di ascissa x lungo l'elemento
P_o	Forza iniziale all'estremità attiva dell'armatura di precompressione immediatamente dopo la messa in tensione
T_{Sd}	Valore di calcolo del momento torcente agente allo stato limite ultimo
V_{Sd}	Valore di calcolo della forza tagliante agente allo stato limite ultimo

1.7.3. Simboli in lettere latine minuscole

$1/r$	Curvatura in una sezione assegnata
b	Larghezza totale della sezione trasversale, o larghezza effettiva dell'ala in una trave a T o a L
d	Altezza utile della sezione trasversale
d_g	Massima dimensione nominale dell'aggregato più grosso
b_w	Larghezza dell'anima nelle travi a T, I o L
f_c	Resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo (fig. 3.1)
f_{cd}	Valore di calcolo della resistenza a compressione cilindrica
f_{ck}	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo a 28 giorni
f_{cm}	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
f_{ctk}	Resistenza a trazione assiale caratteristica del calcestruzzo
f_{ctm}	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
f_p	Resistenza a trazione dell'acciaio di precompressione
f_{pk}	Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio di precompressione
$f_{p0,1}$	Tensione allo 0,1% di deformazione residua dell'acciaio di precompressione
$f_{p0,1k}$	Valore caratteristico della tensione alla 0,1% di deformazione residua dell'acciaio di precompressione
f_t	Resistenza a trazione dell'armatura ordinaria
f_{tk}	Resistenza caratteristica a trazione dell'armatura ordinaria
f_y	Tensione di snervamento dell'armatura ordinaria
f_{yd}	Tensione di snervamento di calcolo dell'armatura ordinaria
f_{yk}	Tensione di snervamento caratteristica dell'armatura ordinaria
f_{ywd}	Tensione di snervamento di calcolo delle staffe
h	Altezza totale della sezione trasversale
ℓ	Lunghezza; luce
ℓ_{eff}	Luce efficace di una trave
s	Distanza delle staffe
t	Tempo considerato
t_0	Tempo al carico iniziale del calcestruzzo
u	Perimetro della sezione trasversale di calcestruzzo avente area A_c

x	Profondità dell'asse neutro
z	Braccio di leva delle forze interne

1.7.4. Simboli in lettere greche

γ_A	Fattori di sicurezza parziali per le azioni eccezionali A
γ_c	Fattori di sicurezza parziali per le proprietà del materiale calcestruzzo
γ_F	Fattori di sicurezza parziali per le azioni F
γ_G	Fattori di sicurezza parziali per le azioni permanenti G
γ_M	Fattori di sicurezza parziali per una proprietà di un materiale, che tengono conto delle incertezze della proprietà stessa e del modello di calcolo utilizzato
γ_P	Fattori di sicurezza parziali per le azioni associate alla precompressione P
γ_Q	Fattori di sicurezza parziali per le azioni variabili Q
γ_s	Fattori di sicurezza parziali per le proprietà della armatura ordinaria o di precompressione
γ_f	Fattori di sicurezza parziali per le azioni, che non tengono conto delle incertezze di modello
γ_g	Fattori di sicurezza parziali per le azioni permanenti, che non tengono conto delle incertezze di modello
γ_m	Fattori di sicurezza parziali per una proprietà di un materiale, che tengono conto solo delle incertezze inerenti alla proprietà del materiale
ϵ_c	Deformazione di compressione nel calcestruzzo
ϵ_{c1}	Deformazione di compressione nel calcestruzzo alla tensione di picco f_c
ϵ_{cu}	Deformazione di compressione ultima nel calcestruzzo
ϵ_u	Deformazione dell'armatura ordinaria o di precompressione corrispondente alla massima tensione (vedere fig. 3.2)
ϵ_{uk}	Valore caratteristico della deformazione della armatura ordinaria o di precompressione, corrispondente alla massima tensione
μ	Coefficiente di attrito tra armature di precompressione e guaina
ρ	Massa volumica, in kg/m^3 del calcestruzzo essiccato in forno
ρ_l	Rapporto di armatura per armatura longitudinale
ρ_w	Rapporto di armatura per armatura a taglio
σ_c	Tensione di compressione nel calcestruzzo
σ_{cu}	Tensione di compressione nel calcestruzzo alla deformazione ultima di compressione ϵ_{cu}
$\phi_{(t, t_0)}$	Coefficiente di viscosità, che definisce la viscosità tra i tempi t e t_0 , riferita alla deformazione elastica a 28 giorni
ϕ	Diametro di una barra di armatura o di una guaina per armatura di precompressione
ϕ_n	Diametro equivalente di un gruppo di barre di armatura
$\phi_{(\infty, t_0)}$	Valore finale del coefficiente di viscosità

2. Basi del progetto

2.0. Simbologia - Sezioni 2.1-2.4 (vedere anche 1.6 e 1.7)

C_d	Valore nominale di calcolo, o una funzione di date proprietà di calcolo dei materiali
D_d	Valore di calcolo dell'indicatore di danno (fatica)
$E_{d,dst}$	Effetto di calcolo delle azioni destabilizzanti
$E_{d,stb}$	Effetto di calcolo delle azioni stabilizzanti
$G_{d,inf}$	Valore di calcolo inferiore di un'azione permanente
$G_{d,sup}$	Valore di calcolo superiore di un'azione permanente
G_{IND}	Azione permanente indiretta
$G_{k,inf}$	Valore caratteristico inferiore di un'azione permanente
$G_{k,sup}$	Valore caratteristico superiore di un'azione permanente
$G_{k,j}$	Valori caratteristici di azioni permanenti
Q_{IND}	Azione variabile indiretta
$Q_{k,1}$	Valore caratteristico di una delle azioni variabili
$Q_{k,i}$	Valore caratteristico dell' i -esima azione variabile
a_d	Valore di calcolo di dati geometrici
a_{nom}	Valore nominale di dati geometrici
Δa	Variazione apportata a dati geometrici nominali per particolari esigenze di calcolo (per esempio presa in conto degli effetti delle imperfezioni)
$\gamma_{G,inf}$	Fattore di sicurezza parziale per azioni permanenti, per la determinazione dei valori di calcolo inferiori
$\gamma_{G,sup}$	Fattore di sicurezza parziale per azioni permanenti, per la determinazione dei valori di calcolo superiori
$\gamma_{GA} \gamma_{GA,j}$	Fattori di sicurezza parziali per azioni permanenti, per situazioni di progetto eccezionali
$\gamma_{G,j}$	Fattore di sicurezza parziale per la j -esima azione permanente
$\gamma_{Q,i}$	Fattore di sicurezza parziale per la i -esima azione variabile
$\gamma_{G,1}$	Fattore di sicurezza parziale per la più sfavorevole azione variabile di base

2.1. Requisiti fondamentali

- P(1) Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che
- con accettabile probabilità rimanga adatta all'uso per il quale è prevista, tenendo nel dovuto conto la sua vita presunta e il suo costo;
 - con adeguati livelli di affidabilità sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze, cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio, e abbia adeguata durabilità in relazione ai costi di manutenzione.
- P(2) Una struttura deve inoltre essere progettata in modo tale da non essere danneggiata da eventi quali esplosioni, urti o conseguenze di errori umani in misura sproporzionata alla causa scatenante.
- (3) Il danno potenziale dovrà, di regola, essere limitato o evitato mediante la scelta appropriata di una o più delle seguenti modalità:
- evitando, eliminando o riducendo i rischi a cui la struttura viene esposta;
 - scegliendo una forma strutturale scarsamente sensibile ai rischi considerati;
 - scegliendo una forma strutturale e uno schema di progettazione che possano adeguatamente sopportare l'eliminazione eccezionale di un elemento;
 - provvedendo la struttura di adeguati incatenamenti.
- P(4) I requisiti sopraelencati devono essere soddisfatti con la scelta di materiali adatti, con una progettazione adeguata e adeguate disposizioni delle armature e con la definizione di procedure di controllo per la produzione, la progettazione, l'esecuzione e l'utilizzo conformi al particolare progetto.

2.2. Definizioni e classificazioni

2.2.1. Stati limite e situazioni di progetto

2.2.1.1. Stati limite

P(1) **stati limite:** Sono stati al di là dei quali la struttura non soddisfa più le esigenze di comportamento per le quali è stata progettata.

Gli stati limite si dividono in:

- stati limite ultimi;
- stati limite di esercizio.

P(2) Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone.

P(3) Le situazioni che precedono il collasso che, per semplicità, sono considerate in sostituzione del vero e proprio collasso, sono anch'esse trattate come stati limite ultimi.

(4) Gli stati limite ultimi suscettibili di richiedere verifica comprendono:

- perdita di equilibrio della struttura o di una parte di essa considerata come corpo rigido;
- dissesto per deformazione eccessiva, rottura o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, compresi i vincoli e le fondazioni.

Vedere 4.2, 4.3.

P(5) Gli stati limite di esercizio corrispondono a stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti.

(6) Gli stati limite di esercizio che possono richiedere considerazione comprendono:

- deformazioni o inflessioni che nuocciono all'aspetto o modificano la possibilità d'uso della struttura (inclusi i malfunzionamenti di apparecchiature e impianti) o danneggiano le finiture o gli elementi non strutturali;
- vibrazioni che causano disturbo agli occupanti, danno all'edificio o ai beni in esso contenuti o ne limitano l'idoneità all'uso;
- fessurazione del calcestruzzo che può influire negativamente sull'aspetto, sulla durabilità o sulla impermeabilità all'acqua;
- danneggiamento del calcestruzzo in presenza di compressione eccessiva, che può portare a perdita di durabilità.

Vedere 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3.

2.2.1.2. Situazioni di progetto

P(1) Le situazioni di progetto sono classificate come:

- situazioni persistenti corrispondenti a condizioni normali d'uso della struttura;
- situazioni transitorie, per esempio durante la costruzione o il ripristino;
- situazioni eccezionali.

2.2.2. Azioni

2.2.2.1. Definizioni e principali classificazioni

Nota - *Definizioni più esaurienti delle classificazioni delle azioni saranno riportate nell'Eurocodice 1.*

P(1) Una azione (F) è:

- una forza (carico) applicata alla struttura (azione diretta); oppure
- una deformazione impressa (azione indiretta): per esempio effetti delle variazioni di temperatura o cedimenti.

P(2) Le azioni sono classificate:

i) secondo la loro variazione nel tempo:

- azioni permanenti (G), per esempio peso proprio delle strutture, finiture, attrezzature fisse e ausiliarie;
- azioni variabili (Q), per esempio carichi di esercizio, carichi di vento o di neve;

- azioni eccezionali (4), per esempio esplosioni o urto di veicoli;
- ii) secondo la loro variazione nello spazio:
 - azioni fisse, per esempio peso proprio (vedere tuttavia 2.3.2.3 (2) per strutture particolarmente sensibili alle variazioni del peso proprio);
 - azioni libere, che danno luogo a diverse disposizioni delle azioni, per esempio carichi di esercizio mobili, carichi di vento e di neve.
- (3) La precompressione (P) è un'azione permanente ma, per ragioni pratiche, viene trattata separatamente (vedere 2.5.4).
- (4) Le azioni indirette sono sia permanenti G_{IND} (per esempio cedimento di un appoggio) che variabili Q_{IND} (per esempio temperatura) e vengono trattate di conseguenza.
- P(5) Ulteriori classificazioni collegate alla risposta della struttura sono fornite nei paragrafi relativi.

2.2.2.2. Valori caratteristici delle azioni

- P(1) valori caratteristici F_k sono definiti:
- nell'Eurocodice 1 o in altre norme relative ai carichi; oppure
 - dal cliente, o dal progettista in accordo con il cliente, purché vengano rispettati i valori minimi specificati nelle norme applicabili o dall'Autorità competente.
- P(2) Per le azioni permanenti caratterizzate da un valore elevato del coefficiente di variazione o che sono suscettibili di variazione durante la vita della struttura (per esempio nel caso di alcuni carichi permanenti addizionali) vengono definiti due valori caratteristici distinti, uno superiore ($G_{k,sup}$) e uno inferiore ($G_{k,inf}$). Negli altri casi è sufficiente un unico valore caratteristico (G_k).
- (3) Il peso proprio della struttura può, nella maggior parte dei casi, essere calcolato sulla base delle dimensioni nominali e dei valori medi delle masse volumiche.
- P(4) Per le azioni variabili il valore caratteristico (Q_k) corrisponde all'uno o all'altro dei seguenti valori:
- il valore superiore, con una probabilità assegnata di non superamento, o il valore inferiore, con una probabilità assegnata di non raggiungimento durante un periodo di riferimento, tenuto conto della vita prevista della struttura o della durata prevista della situazione di progetto; oppure
 - il valore specificato.
- P(5) Per le azioni eccezionali il valore caratteristico A_k (quando significativo) corrisponde generalmente a un valore specificato.

2.2.2.3. Valori rappresentativi delle azioni variabili

Nota - *Definizioni più esaurienti delle classificazioni delle azioni saranno riportate nell'Eurocodice 1.*

- P(1) Il valore rappresentativo principale è il valore caratteristico Q_k .
- P(2) Altri valori rappresentativi sono espressi moltiplicando i valori caratteristici Q_k per mezzo di un fattore ψ_i . Questi valori sono definiti come segue:
- valore di combinazione: $\psi_0 Q_k$
 - valore frequente: $\psi_1 Q_k$
 - valore quasi-permanente: $\psi_2 Q_k$
- P(3) Valori rappresentativi supplementari sono utilizzati per la verifica a fatica e l'analisi dinamica.
- P(4) I fattori ψ_i sono definiti:
- nell'Eurocodice 1 o in altre norme applicabili ai carichi; oppure
 - dal cliente, o dal progettista in accordo con il cliente, purché vengano rispettati i valori minimi specificati nelle relative norme o dall'Autorità competente.

2.2.2.4. Valori di calcolo delle azioni

- P(1) Il valore di calcolo di un'azione F_d è espresso in termini generali come

$$F_d = \gamma_F F_k$$

P(2) Esempi specifici sono:

$$G_d = \gamma_G G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k \text{ oppure } Q_d = \gamma_Q \Psi_i Q_k \quad [2.1]$$

$$A_d = \gamma_A A_k \text{ (se } A_d \text{ non è esplicitamente definita)}$$

$$P_d = \gamma_P P_k$$

dove: γ_F , γ_G , γ_Q , γ_A e γ_P sono i fattori di sicurezza parziali per l'azione considerata tenuto conto, per esempio, della possibilità di variazioni sfavorevoli delle azioni, della possibilità di una modellazione inesatta delle azioni, delle incertezze nel calcolo degli effetti delle azioni e delle incertezze nella verifica dello stato limite considerato.

P(3) I valori di calcolo superiori e inferiori delle azioni permanenti si definiscono come segue [vedere 2.2.2.2 P(2)]:

– quando viene utilizzato un solo valore caratteristico G_k :

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_k$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_k$$

– quando vengono usati valori caratteristici superiori e inferiori delle azioni permanenti:

$$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$$

$$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$$

dove: $G_{k,sup}$ e $G_{k,inf}$ sono i valori caratteristici superiore e inferiore delle azioni permanenti, e

$\gamma_{G,sup}$ e $\gamma_{G,inf}$ sono i valori superiore e inferiore del fattore di sicurezza parziale per le azioni permanenti.

2.2.2.5. Valori di calcolo degli effetti delle azioni

P(1) Gli effetti delle azioni (E) sono le risposte della struttura alle azioni (per esempio sollecitazioni interne, forze e momenti, tensioni, deformazioni). I valori di calcolo degli effetti delle azioni (E_d) sono determinati sulla base dei valori di calcolo delle azioni, dei dati geometrici e delle proprietà dei materiali se significative:

$$E_d = E(F_d, a_d, \dots) \quad [2.2 (a)]$$

dove: a_d è definito in 2.2.4.

(2) In alcuni casi, in particolare per l'analisi non lineare, l'effetto della variabilità dell'intensità delle azioni e l'incertezza associata alle procedure di analisi, per esempio il modello utilizzato per i calcoli, devono essere considerati separatamente. Ciò può essere ottenuto mediante l'applicazione di un coefficiente di incertezza di modello, applicato alle azioni a alle sollecitazioni interne, forze e momenti.

(3) Un possibile procedimento, detto "linearizzazione", può essere rappresentato schematicamente con la seguente equazione:

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \dots) \quad [2.2(b)]$$

Esso comporta un'analisi non lineare fino al livello $\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \dots$ e un successivo incremento di E mediante applicazione del fattore γ_{sd} .

2.2.3. Proprietà dei materiali

2.2.3.1. Valori caratteristici

P(1) Una proprietà di un materiale è rappresentata da un valore caratteristico X_k , che in generale corrisponde ad un frattile della distribuzione statistica assunta per quella particolare proprietà, definita da norme appropriate e verificata in condizioni ben definite.

P(2) In certi casi un valore nominale viene utilizzato come valore caratteristico.

(3) La resistenza di un materiale può avere due valori caratteristici, uno superiore e uno inferiore. Nella maggior parte dei casi sarà necessario considerare solo quello inferiore. In alcuni casi, a seconda del tipo di problema considerato, possono essere adottati valori differenti. Quando è richiesta una stima del valore superiore della resistenza (per esempio: per la resi-

stenza a trazione del calcestruzzo per il calcolo degli effetti delle azioni indirette) può essere necessario stabilire un valore nominale superiore della resistenza.

- (4) Quanto riportato in P(1) non si applica alla fatica.

2.2.3.2. Valori di calcolo

- P(1) Il valore di calcolo X_d della proprietà di un materiale è generalmente definito come:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad [2.3]$$

dove: γ_M è il fattore di sicurezza parziale della proprietà del materiale, definito in 2.3.3.2 e 2.3.4.

Altre definizioni sono adottate in 4.3.5.

- P(2) I valori di calcolo delle proprietà dei materiali, dei dati geometrici e degli effetti delle azioni, se significativi, devono essere utilizzati per definire la resistenza di calcolo R_d come:

$$R_d = R(X_d, a_d, \dots) \quad [2.4]$$

- (3) Il valore di calcolo R_d può essere determinato mediante sperimentazione. Indicazioni al riguardo sono fornite in appositi documenti.

2.2.4. Dati geometrici

- P(1) I valori di calcolo dei dati geometrici che descrivono la struttura sono, in generale, rappresentati dai loro valori nominali:

$$a_d = a_{nom} \quad [2.5(a)]$$

- P(2) In alcuni casi i valori di calcolo dei dati geometrici sono definiti come:

$$a_d = a_{nom} + \Delta a \quad [2.5(b)]$$

I valori assunti da Δa sono indicati nei punti di pertinenza.

- (3) Per le imperfezioni da adottare nell'analisi globale della struttura vedere 2.5.1.3 e 4.3.5.4.

2.2.5. Disposizioni di carico e casi di carico

Nota - Regole dettagliate sulle disposizioni di carico e sui casi di carico saranno riportate nell'Eurocodice 1.

- P(1) Una disposizione di carico definisce posizione, intensità e direzione di una azione libera.

- P(2) Un caso di carico identifica le disposizioni di carico, gli insiemi delle deformazioni e delle imperfezioni tra loro compatibili da prendere in conto per una particolare verifica.

2.3. Requisiti del progetto

2.3.1. Generalità

- P(1) Si deve verificare che nessun stato limite significativo sia superato.

- P(2) Devono essere prese in considerazione tutte le situazioni di progetto ed i casi di carico significativi.

- P(3) Devono essere prese in considerazione possibili deviazioni dalle direzioni e dalle posizioni delle azioni.

- P(4) I calcoli devono essere svolti utilizzando modelli teorici adeguati (integrati, se necessario, da prove) che considerino tutte le variabili significative. I modelli devono essere sufficientemente precisi nella simulazione del comportamento strutturale, compatibilmente con l'effettivo livello di preparazione degli addetti in cantiere e l'attendibilità delle informazioni su cui il progetto viene basato.

2.3.2. Stati limite ultimi

2.3.2.1. Condizioni di verifica

- P(1) Nella valutazione di uno stato limite per equilibrio statico o per grossi spostamenti o deformazioni della struttura deve essere verificato che:

$$E_{d,dst} < E_{d,stab} \quad [2.6(a)]$$

dove: $E_{d,dst}$ ed $E_{d,stab}$ sono gli effetti di calcolo rispettivamente delle azioni destabilizzanti e stabilizzanti.

- P(2) Nella valutazione di uno stato limite per rottura o per deformazione eccessiva di una sezione, di un elemento o di una giunzione (esclusi i fenomeni di fatica), deve essere verificato che:

$$S_d \leq R_d \quad [2.6(b)]$$

dove: S_d rappresenta il valore di calcolo di una sollecitazione interna (o il vettore risultante di più sollecitazioni interne) e R_d la resistenza di calcolo corrispondente, attribuendo a tutte le proprietà strutturali i rispettivi valori di calcolo (vedere 2.5.3).

- P(3) Nella valutazione di uno stato limite per trasformazione di una struttura in un meccanismo deve essere verificato che un meccanismo non si instauri fino a quando le azioni non abbiano superato i rispettivi valori di calcolo, attribuendo a tutte le proprietà strutturali i relativi valori di calcolo.

- P(4) Nella valutazione di uno stato limite di stabilità per effetti del secondo ordine deve essere verificato che l'instabilità non si instauri fino a quando le azioni non abbiano superato i rispettivi valori di calcolo, attribuendo a tutte le proprietà strutturali i relativi valori di calcolo. Le sezioni devono inoltre essere verificate secondo le indicazioni riportate in P(2).

- P(5) Nella valutazione di uno stato limite di rottura per fatica deve essere verificato che

$$D_d \leq 1 \quad [2.6(c)]$$

dove: D_d rappresenta il valore di calcolo dell'indicatore di danno: vedere EC 2 parte 1E.

2.3.2.2. Combinazioni di azioni

- P(1) Per ogni caso di carico i valori di calcolo E_d degli effetti delle azioni devono essere determinati mediante regole di combinazione che tengano conto dei valori di calcolo delle azioni, come indicato nel prospetto 2.1.

Prospetto 2.1 - Valori di calcolo delle azioni nelle combinazioni di azioni

Situazione di progetto	Azioni permanenti G_d	Azioni variabili		Azioni eccezionali A_d
		Una con il valore caratteristico	Le altre con il valore di combinazione	
Persistente e transitoria	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	—
Accidentale *	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k^{**}$
* Se non specificato altrove				
** Se A_d non è direttamente specificata				

- P(2) I valori di calcolo del prospetto 2.1 devono essere combinati usando le seguenti espressioni (scritte in forma simbolica):⁶⁾

- Situazioni di progetto persistenti e transitorie per verifiche che non riguardano fatica o precompressione (combinazioni fondamentali)

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [2.7(a)]$$

- Situazioni di progetto eccezionali (se non diversamente specificato altrove)

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.7(b)]$$

dove: $G_{k,j}$ sono i valori caratteristici delle azioni permanenti;
 $Q_{k,1}$ è il valore caratteristico di una delle azioni variabili;
 $Q_{k,i}$ sono i valori caratteristici delle altre azioni variabili;
 A_d è il valore di calcolo (valore specificato) dell'azione eccezionale;
 $\gamma_{G,j}$ sono i fattori di sicurezza parziali per la j -esima azione permanente;
 $\gamma_{GA,j}$ come $\gamma_{G,j}$ ma per le situazioni di progetto eccezionali;

⁶⁾ Definizioni più esaurienti delle classificazioni delle azioni saranno riportate nell'Eurocodice 1.

$\gamma_{Q,i}$ sono i fattori di sicurezza parziali per l' i -esima azione variabile;
 ψ_0, ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti definiti in 2.2.2.3.

Le deformazioni impresse dovranno, di regola, essere considerate se significative.

- P(3) Le combinazioni per le situazioni di progetto eccezionali o fanno riferimento esplicitamente a una azione eccezionale A (per esempio urto) oppure si riferiscono a una situazione successiva a un evento eccezionale ($A = 0$). Se non diversamente specificato, può essere utilizzato $\gamma_{GA} = 1$.
- P(4) Nelle espressioni [2.7(a)] e [2.7(b)] la precompressione deve essere presa in conto se significativa.
- (5) Per la fatica vedere la parte 1 E.
- (6) In 2.3.3.1 sono fornite delle equazioni semplificate per strutture di edifici.
- (7) Per il progetto di strutture in zona sismica vedere l'Eurocodice 8.
- (8) Per il progetto di strutture resistenti al fuoco vedere l'Eurocodice 2: parte 10.

2.3.2.3. Valori di calcolo delle azioni permanenti

- P(1) Nelle varie combinazioni sopra definite, le azioni permanenti che aumentano gli effetti delle azioni variabili (cioè inducono effetti sfavorevoli) devono essere rappresentate dai loro valori di calcolo superiori, le azioni permanenti che diminuiscono gli effetti delle azioni variabili (cioè inducono effetti favorevoli) devono essere rappresentate dai loro valori di calcolo inferiori [vedere 2.2.2.4 (3)].
- P(2) Ad eccezione di quanto previsto in P(3), un solo valore di calcolo (quello superiore o quello inferiore) deve essere applicato a tutte le parti della struttura, assumendo quello che genera l'effetto più sfavorevole.
- P(3) Quando i risultati di una verifica possono dipendere in maniera significativa da variazioni dell'intensità di un'azione permanente da punto a punto della struttura, le parti favorevole e sfavorevole di tale azione devono essere considerate come azioni individuali. Tale considerazione si applica in particolare alle verifiche di equilibrio statico. Nel caso citato devono essere assunti dei valori particolari di γ_G (vedere 2.3.3.1 (3) per gli edifici).
- (4) Per travi continue senza sbalzi può essere applicato su tutte le luci lo stesso valore di calcolo del peso proprio [valutato come indicato in 2.2.2.2 (3)].

2.3.3. Fattori di sicurezza parziali per gli stati limite ultimi

2.3.3.1. Fattori di sicurezza parziali per le azioni su strutture di edifici

- (1) I fattori di sicurezza parziali per le situazioni di progetto persistenti e transitorie sono indicati nel prospetto 2.2.
- (2) Per le situazioni di progetto eccezionali, a cui si applica la [2.7(b)], i fattori di sicurezza parziali per le azioni variabili e per la precompressione sono uguali all' unità.

Prospetto 2.2 - Fattori di sicurezza parziali per le azioni sulle strutture di edifici per situazioni di progetto persistenti e transitorie

	Azioni permanenti (γ_G)	Azioni variabili (γ_Q)		Precompressione (γ_P)
		Una con il suo valore caratteristico	Le altre con il loro valore di combinazione	
Effetto favorevole	<u>1,0*</u>	<u>**</u>	<u>**</u>	<u>0,9</u> o <u>1,0***</u>
Effetto sfavorevole	<u>1,35*</u>	<u>1,5</u>	<u>1,5</u>	<u>1,2</u> o <u>1,0***</u>
* Vedere anche (3)				
** Vedere l'Eurocodice 1; in casi normali per strutture di edifici $\gamma_{Q,inf}=0$				
*** Vedere i punti pertinenti				

Nota: la traduzione UNI riporta per l'effetto favorevole di azioni variabili (l: 0) e per l'effetto sfavorevole di azioni permanenti (l: 1,4); questi valori sono logici alla luce delle successive prescrizioni ma non trovano espresso riscontro nel NAD italiano

- (3) Quando, come definito in 2.3.2.3 P(3), occorre considerare separatamente come azioni individuali le parti favorevole e sfavorevole di una azione permanente, la parte favorevole va di regola associata a $\gamma_{G,inf} = |0,9|$ e la parte sfavorevole a $\gamma_{G,sup} = |1,1|$.
- P(4) Precompressione. Per la valutazione degli effetti locali (zone di ancoraggio, azioni locali sul calcestruzzo) alle armature di precompressione deve essere applicata una forza equivalente alla resistenza caratteristica ultima (vedere 2.5.4).
- (5) Per la verifica di progetto di elementi precompressi devono di regola essere utilizzati i valori del coefficiente γ_p del prospetto 2.2. Tuttavia per la valutazione degli effetti combinati della precompressione e del peso proprio, possono essere utilizzati dei valori ridotti dei fattori di sicurezza parziali, che non tengono conto delle incertezze inerenti alle procedure di analisi (per esempio $\gamma_p = |1,0|$ e $\gamma_G = |1,2|$ nel caso di effetto favorevole della precompressione).
- (6) Deformazioni impresse. Nel caso di utilizzo di metodi di analisi non lineare vanno applicati i fattori sopra riportati per le azioni variabili. Nel caso di analisi lineare, il fattore per gli effetti sfavorevoli sarà ridotto del $|20\%|$ (per esempio $\gamma_Q = 1,2$).
- (7) Effetti vettoriali: quando le componenti di una forza vettoriale agiscono in modo indipendente tra loro, i fattori applicati a una qualsiasi delle componenti favorevoli devono essere ridotti del $|20\%|$.
- (8) Con riferimento ai valori γ del prospetto 2.2, le espressioni [2.7(a)] possono essere sostituite dalle seguenti:
- per situazioni di progetto in cui agisce una sola azione variabile $Q_{k,1}$

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + |1,5| Q_{k,1} \quad [2.8(a)]$$
 - per situazioni di progetto in cui agiscono due o più azioni variabili $Q_{k,i}$

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + |1,35| \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad \left(I: \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + |1,4| \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \right) \quad [2.8(b)]$$
- adottando la combinazione che dà gli effetti più sfavorevoli.

2.3.3.2. Fattori di sicurezza parziali per i materiali

- (1) I fattori di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali sono riportati nel prospetto 2.3.

Prospetto 2.3 - Fattori di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali

Combinazione	Calcestruzzo γ_c	Acciaio per c.a. o per precompressione γ_s
Fondamentale	$ 1,5 $ (I: $ 1,5 $ per c.a.p., $ 1,6 $ per c.a. e c.a. con precompressione parziale)	$ 1,15 $
Eccezionale (eccetto sisma)	$ 1,3 $	$ 1,0 $

- (2) S'intende che i valori indicati tengono conto delle differenze tra la resistenza dei campioni di prova e quella in opera dei materiali strutturali.
- (3) I valori sopra indicati sono validi quando vengono applicate le procedure di controllo della qualità date in 7. Essi si applicano ai valori caratteristici definiti in 3 e per i dati di progetto descritti in 4.2.
- (4) Valori maggiori o minori di γ_c possono essere utilizzati se giustificati da adeguate procedure di controllo.
- (5) I valori indicati non si applicano alle verifiche di fatica.
- (6) Nel caso di proprietà strutturali determinate mediante prove, vedere la parte applicabile di questa norma.

2.3.4. Stati limite di esercizio

P(1) Deve essere verificato che:

$$E_d \leq C_d \text{ oppure } E_d \leq R_d$$

dove: C_d è il valore nominale o funzione di certe proprietà di calcolo dei materiali, corrispondenti agli effetti di calcolo delle azioni considerate; e

E_d è l'effetto di calcolo delle azioni, determinato sulla base di una delle combinazioni sotto definite.

La combinazione richiesta è precisata nei punti specifici delle verifiche in esercizio (vedere 4.4).

P(2) Le seguenti espressioni definiscono tre combinazioni di azioni per gli stati limite di esercizio, per le quali la simbologia è definita in 2.3.2.2 (2):

Combinazione rara

$$\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [2.9(a)]$$

Combinazione frequente

$$\sum G_{k,j} (+P) + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.9(b)]$$

Combinazione quasi permanente

$$\sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad [2.9(c)]$$

Le deformazioni impresse devono, di regola, essere considerate se significative.

(3) Per evitare danni al calcestruzzo ed eccessive deformazioni viscosi, possono essere fissati dei limiti superiori alle tensioni di compressione nel calcestruzzo sotto le combinazioni di azioni rara e quasi-permanente (vedere 4.4.1).

(4) Per ridurre il rischio di deformazioni anelastiche e di fessure aperte in permanenza può essere fissato un limite superiore alla tensione di trazione nell'acciaio (vedere 4.4.1).

P(5) Qualora nei punti riguardanti gli stati limite di esercizio vengano fornite delle regole semplificate di conformità, non sono richieste verifiche dettagliate riferite alle combinazioni delle azioni.

P(6) Per gli edifici, qualora il progetto preveda la verifica allo stato limite di esercizio mediante calcoli dettagliati, è possibile utilizzare espressioni semplificate.

(7) Per le strutture di edifici la combinazione rara può essere semplificata con la seguente espressione, che può anche essere adottata per sostituire la combinazione frequente:

– situazioni di progetto con una sola azione variabile $Q_{k,1}$

$$\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k,1} \quad [2.9(d)]$$

– situazioni di progetto con due o più azioni variabili $Q_{k,i}$

$$\sum G_{k,j} (+P) + 0,9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad [2.9(e)]$$

adottando la combinazione che dà gli effetti più sfavorevoli.

P(8) I valori di γ_M devono essere assunti pari all'unità, eccetto se diversamente indicato in punti particolari.

2.4. Durabilità

P(1) Al fine di garantire una struttura di adeguata durabilità, devono essere presi in considerazione i seguenti fattori tra loro correnti:

- l'utilizzo della struttura;
- i criteri prestazionali richiesti;
- le condizioni ambientali attese;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi e i dettagli strutturali;
- la qualità dell'esecuzione e il livello di controllo;

- le specifiche misure di protezione;
- la manutenzione prevedibile durante la vita presunta.

P(2) Le condizioni ambientali devono essere stimate nella fase di progetto per valutarne la significatività in rapporto alla durabilità e per consentire la predisposizione di provvedimenti adeguati per la protezione dei materiali.

2.5. Analisi

2.5.1. Prescrizioni generali

2.5.1.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

H_{fd}	Forza addizionale orizzontale da assumere nel progetto di elementi strutturali orizzontali, nel caso di presa in considerazione di imperfezioni
ΔH_j	Eventuali incrementi della forza orizzontale agente su elementi orizzontali di una struttura a telaio dovuti a imperfezioni
N_{ba}, N_{bc}	Forze assiali di calcolo su pilastri o muri adiacenti ad un elemento resistente a forze orizzontali, nella presa in considerazione di imperfezioni
l	Altezza totale di una struttura, in metri
n	Numero di elementi verticali continui che collaborano
α_n	Coefficiente di riduzione per il calcolo di v (equazione 2.1 1)
v	Angolo di inclinazione di una struttura assunto per la valutazione degli effetti di imperfezioni

2.5.1.1. Generalità

- P(1) Scopo dell'analisi è la determinazione della distribuzione delle sollecitazioni interne, oppure delle tensioni, deformazioni e degli spostamenti estesa al complesso o a una parte della struttura. Dove necessario devono essere svolte ulteriori analisi locali.
- (2) Nella maggior parte dei casi l'analisi viene utilizzata per determinare la distribuzione delle sollecitazioni interne; per taluni elementi complessi, tuttavia, i metodi di analisi utilizzati (per esempio analisi agli elementi finiti) forniscono tensioni, deformazioni e spostamenti anziché sollecitazioni e momenti.
Per dedurre da tali dati le armature resistenti necessarie si dovranno usare delle procedure particolari.
- P(3) Le analisi vengono svolte sulla base di modelli ideali sia della geometria che del comportamento della struttura. I modelli utilizzati devono essere adeguati al problema in esame.
- (4) La geometria è usualmente schematizzata considerando la struttura come formata da elementi mono o bidimensionali e talvolta da gusci. La schematizzazione della geometria è presa in esame in 2.5.2.
- (5) Alcune schematizzazioni comunemente utilizzate per l'analisi sono:
- comportamento elastico (vedere 2.5.3.2-2.5.3.3);
 - comportamento elastico con ridistribuzione limitata (vedere 2.5.3.4.2);
 - comportamento plastico (vedere 2.5.3.5.5), compresi i modelli puntone-tirante (vedere 2.5.3.7);
 - comportamento non lineare (vedere appendice 2).
- (6) Ulteriori analisi locali possono essere necessarie dove non risulti valida l'ipotesi di deformazione a sezione piana, per esempio per:
- appoggi;
 - zone di applicazione di carichi concentrati;
 - intersezioni di travi e nodi travi-pilastri;
 - zone di ancoraggio;
 - variazioni di sezione.

2.5.1.2. Casi e combinazioni di carico

- P(1) Per le combinazioni di carico attinenti al problema deve essere esaminato un numero sufficiente di casi di carico in modo da riuscire ad individuare le condizioni di progetto critiche in tutte le sezioni della struttura o della parte di struttura in esame.
- (2) A seconda del tipo di struttura, dello scopo a cui è destinata o del metodo di costruzione, il progetto può essere sviluppato per soddisfare principalmente lo stato limite di esercizio oppure lo stato limite ultimo. In molti casi, una volta effettuate le verifiche per uno dei due stati limite, si possono omettere le altre in quanto la conformità può essere valutata sulla base dell'esperienza.
- (3) Possono essere utilizzati combinazioni di carico e casi di carico semplificati se fondati su una ragionevole interpretazione del comportamento strutturale.
- (4) Per travi e piastre continue in edifici senza sbalzi, soggette prevalentemente a carichi uniformemente distribuiti, sarà in generale sufficiente considerare i seguenti casi di carico (vedere 2.3.2.2):
- a) campate alterne caricate con i carichi di calcolo variabili e permanenti ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$), le campate rimanenti caricate con il solo carico permanente $\gamma_G G_k$;
 - b) due qualsiasi campate adiacenti caricate con i carichi di calcolo variabile e permanente ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$), tutte le altre campate caricate con il solo carico permanente $\gamma_G G_k$.
- (5) Per elementi monodimensionali e piastre in edifici possono essere trascurati gli effetti del taglio e delle forze longitudinali sulle deformazioni quando tali effetti si presume siano minori del 10% di quelli dovuti alla flessione.

2.5.1.3. Imperfezioni

- P(1) Allo stato limite ultimo si devono valutare gli effetti di possibili imperfezioni della geometria della struttura non caricata. Ogni possibile effetto sfavorevole di tali imperfezioni, se significativo, deve essere considerato.
- P(2) Le singole sezioni devono essere progettate per le sollecitazioni interne derivanti dall'analisi globale, combinando gli effetti delle azioni e delle imperfezioni applicate alla struttura nel suo insieme.
- (3) In assenza di altre prescrizioni l'influenza delle imperfezioni strutturali può essere considerata conglobandole in una imperfezione geometrica efficace, utilizzando un procedimento come quello descritto da (4) a (8).
- (4) Nell'analisi globale della struttura è lecito considerare i possibili effetti delle imperfezioni assumendo che la struttura sia inclinata di un angolo v rispetto alla verticale pari a

$$v = \frac{1}{100\sqrt{l}} \quad \text{(radianti)} \quad [2.10]$$

dove: l è l'altezza totale della struttura in metri.

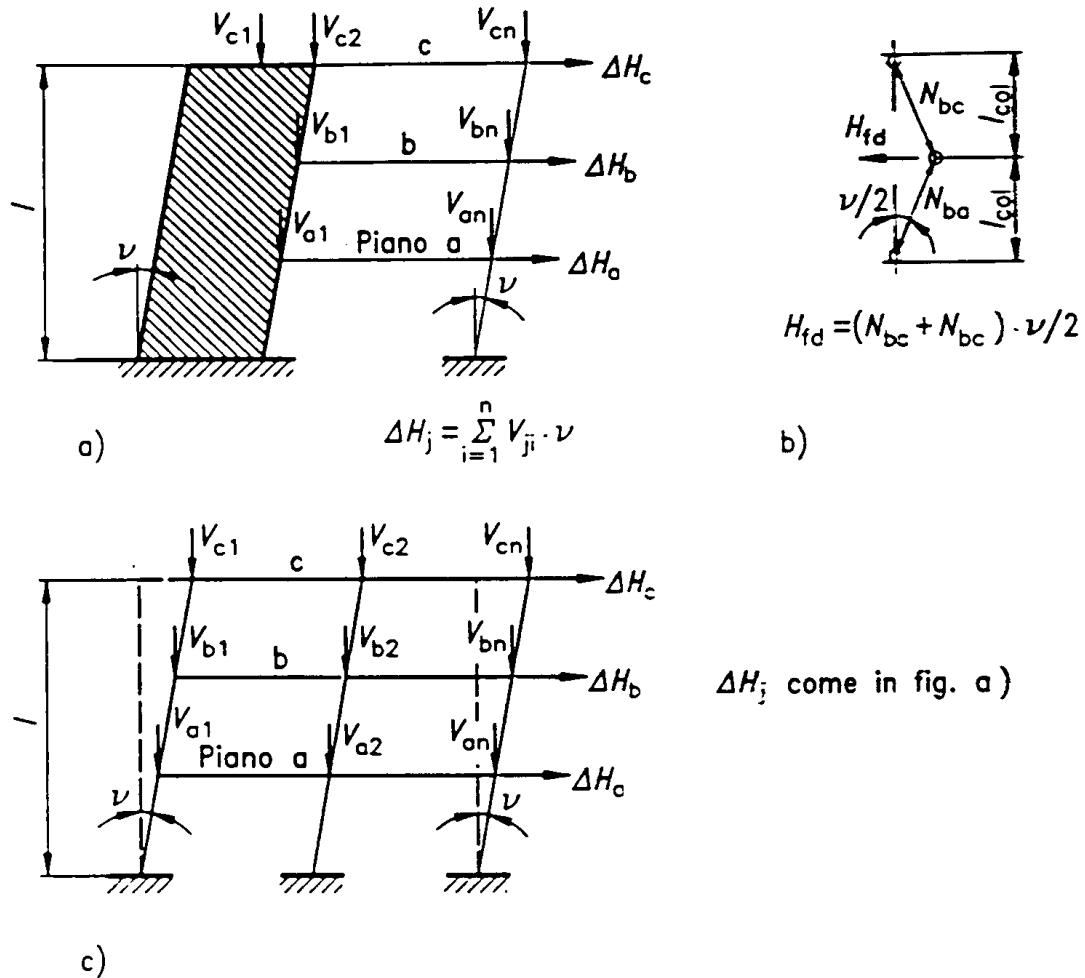
Di regola v non deve essere assunto meno di $|1/400|$ ($|1/200|$) nei casi in cui gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati, o meno di $|1/200|$ nei casi in cui è necessario considerarli (per esempio 4.3.5.4). Vedere le fig. 2.1(a), (b) e (c).

- (5) Nel caso di n elementi verticali mutuamente collaboranti è possibile ridurre v dato dalla (4) moltiplicandolo per il fattore % definito dalla seguente equazione:

$$\alpha_n = \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad [2.11]$$

Nella fig. 2.1 (a) $n=2$, nella fig. 2.1 (c) $n=3$.

- (6) Le deviazioni dalla verticale definite in (4) possono, se risulta più conveniente, essere sostituite da forze orizzontali equivalenti, che vanno di regola prese in conto nell'analisi complessiva della struttura, degli elementi di controvento, dei vincoli e degli incatenamenti [vedere fig. 2.1 (a), (b) e (c)].
- (7) Gli elementi strutturali che si ipotizza trasferiscano forze stabilizzanti dagli elementi della struttura da controventare ai controventi devono di regola essere progettati in modo da trasferire una forza orizzontale addizionale H_{fd} [vedere fig. 2.1(b)] pari a:



- a) imperfezioni per il calcolo delle forze orizzontali sull'elemento di controvento;
- b) imperfezioni per il calcolo delle forze orizzontali sugli elementi orizzontali che trasferiscono le forze stabilizzanti dalla sottostruttura controventata agli elementi di controvento;
- c) forze orizzontali equivalenti ΔH che agiscono su un telaio non controventato.

Fig. 2. 1 - Applicazione delle imperfezioni geometriche efficaci

$$H_{fd} = (N_{bc} + N_{ba}) \cdot \nu/2 \quad [2.12]$$

dove: N_{bc} , N_{ba} sono le forze assiali di calcolo, agenti su due muri o pilastri adiacenti, che agiscono sull'elemento di trasferimento del carico in esame,
 H_{fd} non deve di regola essere considerata nel dimensionamento dell'elemento di controvento.

- (8) Quando gli effetti delle imperfezioni sono minori degli effetti delle azioni orizzontali di calcolo, la loro influenza può essere trascurata. Le imperfezioni non vanno considerate nella combinazione eccezionale delle azioni.

2.5.1.4. Effetti del secondo ordine

- P(1) Gli effetti del secondo ordine devono essere considerati dove possano influenzare in modo significativo la stabilità complessiva di una struttura o il raggiungimento dello stato limite ultimo nelle sezioni critiche.
- (2) Nel caso di edifici normali, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se incrementano i momenti, calcolati con riferimento alla struttura indeformata, meno del 10%.

2.5.1.5. Effetti dipendenti dal tempo

- P(1) Gli effetti dipendenti dal tempo devono essere considerati dove significativi.

- (2) La viscosità e il ritiro devono di regola essere considerati solo per lo stato limite di esercizio, tranne dove è presumibile una loro influenza significativa allo stato limite ultimo.

2.5.1.6. Progetto mediante sperimentazione

- P(1) Il progetto di strutture o di elementi strutturali può essere basato sulla sperimentazione.
- (2) In questo caso, le specifiche per il programma di prove e per l'interpretazione dei risultati devono, di regola, essere approvate in sede nazionale.

2.5.2 Idealizzazione della struttura

2.5.2.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

a_1, a_2, a_i	Coefficienti utilizzati nel calcolo dei valori delle luci efficaci (equazione 2.15 e fig. 2.4)
b_{eff}	Larghezza efficace dell'ala di una trave a T o a L
h_f	Spessore totale dell'ala nelle travi a T o a L
l_{eff}	Luce efficace di travi e piastre
l_n	Luce netta tra i fili degli appoggi
l_0	Luce di campata tra punti di momento nullo
t	Spessore di un elemento di appoggio.

2.5.2.1. Modelli strutturali per l'analisi globale

- P(1) A seconda della loro natura e della loro funzione gli elementi strutturali sono normalmente classificati come travi, pilastri, piastre, muri, archi, gusci, ecc. Vengono fornite regole per il calcolo dei più comuni di tali elementi e delle strutture formate da insiemi di tali elementi.
- (2) Un elemento è considerato trave o pilastro se la sua luce o lunghezza è di regola non minore di due volte l'altezza complessiva della sezione. Una trave la cui luce è inferiore a due volte l'altezza è considerata trave parete.
- (3) Di regola una piastra è considerata tale se la luce minima è non minore di quattro volte lo spessore totale della piastra.
- (4) Una piastra soggetta prevalentemente a carichi uniformemente distribuiti può essere considerata portante in una sola direzione se:
- a) possiede due bordi liberi (non appoggiati) e sensibilmente paralleli; oppure
 - b) è la parte centrale di una piastra sensibilmente rettangolare, vincolata su quattro lati, con rapporto tra la lunghezza e la larghezza maggiore di 2.
- (5) Le piastre nervate o alleggerite possono essere considerate piene per l'analisi delle sollecitazioni qualora l'ala o la parte superiore strutturale e le nervature trasversali siano dotate di adeguata rigidità torsionale. Tale assunzione è valida se:
- il passo delle nervature non supera 1500 mm;
 - la profondità della nervatura, al di sotto dell'ala, non è maggiore di quattro volte la sua larghezza;
 - lo spessore dell'ala è uguale o superiore al maggiore valore tra 1/10 della luce netta tra le nervature o 50 mm;
 - sono presenti nervature trasversali distanti tra loro non più di 10 volte lo spessore totale della piastra.
- Lo spessore minimo dell'ala, pari a 50 mm, può essere ridotto a 40 mm nel caso di blocchi inclusi permanentemente tra le nervature.
- Nota Il NAD italiano precisa che questo punto si riferisce ai solai a blocchi per i quali si ammette una soletta di soli 40 mm come il punto 7 Parte I ed all'Allegato 7 del D.M. 9/1/96 e rimanda a questi.*
- (6) Un muro di regola deve avere lunghezza orizzontale pari a almeno quattro volte il suo spessore. In caso contrario sarà considerato un pilastro.

2.5.2.2. Dati geometrici

2.5.2.2.1. Larghezza efficace delle ali (per tutti gli stati limite)

- P(1) Nelle travi a T la larghezza efficace dell'ala dipende dalle dimensioni dell'ala e dell'anima, dal tipo di carico, dalla luce, dalle condizioni di vincolo e dall'armatura trasversale.

- (2) Per l'analisi, nel caso in cui non sia richiesta una grande precisione (per esempio travi continue di edifici), può essere assunta una larghezza costante per tutta la luce.
- (3) La larghezza efficace per una trave a T simmetrica può essere assunta come:

$$b_{eff} = b_w + 1/5 l_0 < b$$
 [2.13]
 e, per una trave di bordo (per esempio con ala su un solo lato)

$$b_{eff} = b_w + 1/10 l_0 < b_1 \text{ (o } b_2)$$
 [2.14]
 (per il significato dei simboli vedere le fig. 2.2 e 2.3).
- (4) La distanza l_0 tra i punti di momento nullo può essere ricavata dalla fig. 2.3 per alcuni casi significativi.
 Di regola vanno soddisfatte le seguenti condizioni:
 i) la luce dello sbalzo deve essere minore di metà della luce adiacente;
 ii) il rapporto delle luci adiacenti deve essere compreso tra 1 e 1,5.
- (5) Per la diffusione delle forze di precompressione nelle travi a T vedere 4.2.3.5.3.

2.5.2.2.2. Luce efficace di travi e piastre

- (1) La luce efficace l_{eff} di un elemento può essere definita come segue:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$
 [2.15]
 dove: l_n è la luce netta tra i fili degli appoggi.
 I valori di a_1 e a_2 , alle due estremità della luce, possono essere ricavati dai valori appropriati ai indicati nella fig. 2.4.

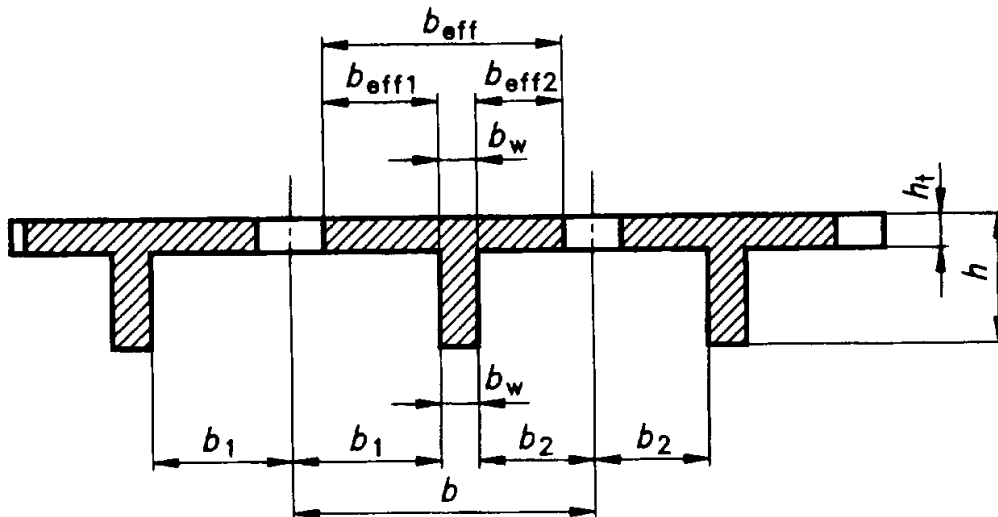


Fig. 2.2 – Definizione delle dimensioni

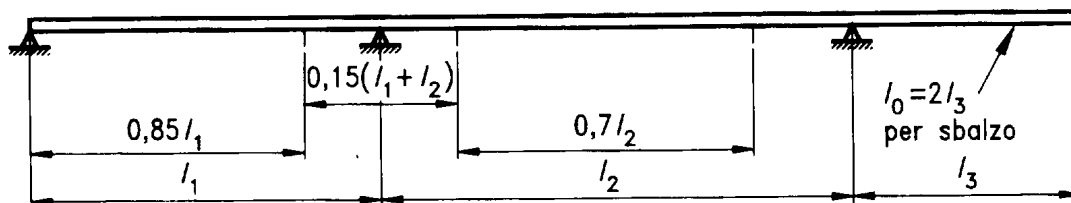


Fig. 2.3 - Luci efficaci approssimate per il calcolo delle larghezze collaboranti

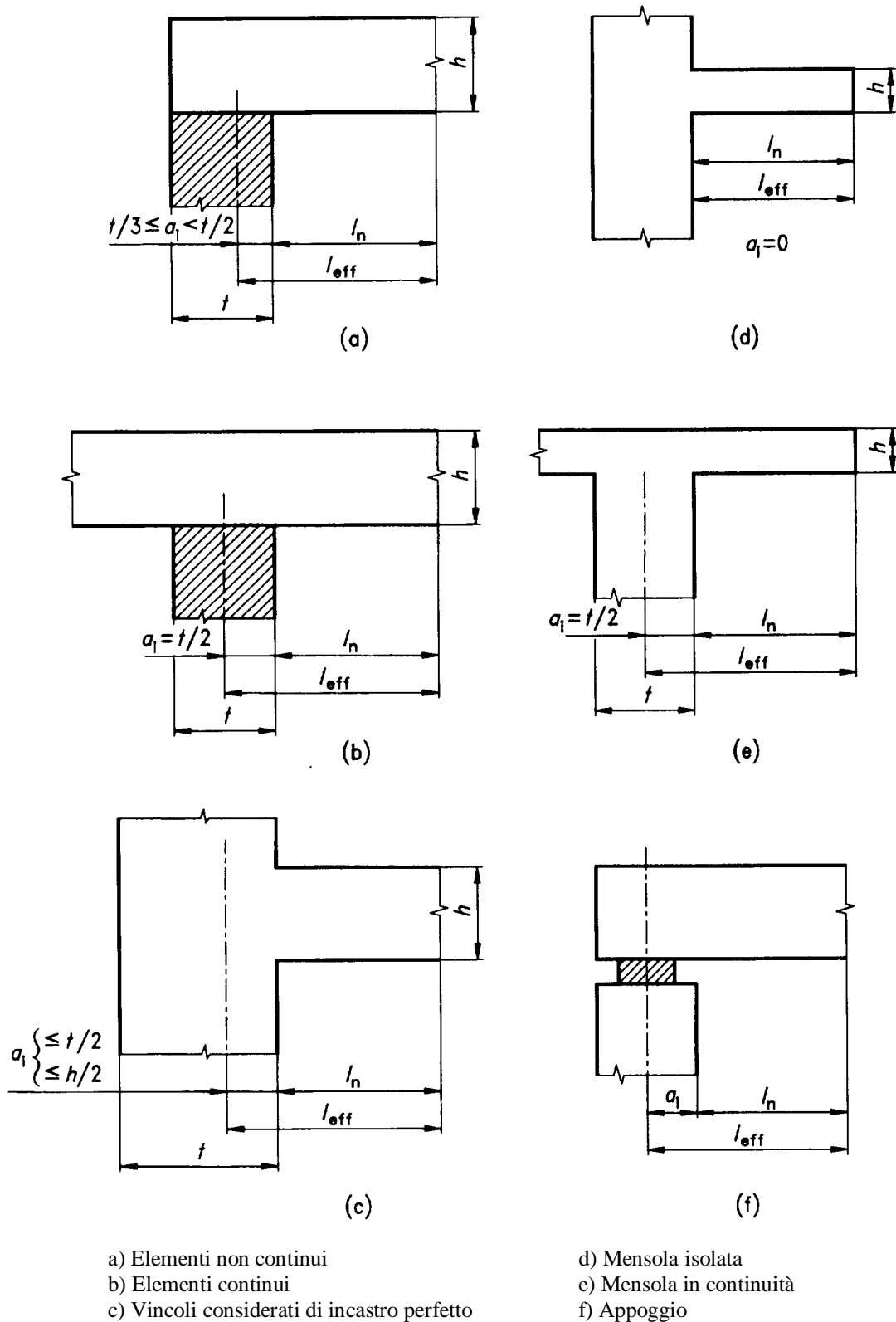


Fig. 2.4 – Determinazione della luce efficace l_{eff} secondo l'equazione 2.15, per diverse condizioni di appoggio

2.5.3. Metodi di calcolo

2.5.3.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

F_v	Forza verticale agente su una mensola
$F_{Sd, sup}$	Reazione di appoggio di calcolo
H_c	Forza orizzontale agente nel punto di appoggio su una mensola
ΔM_{Sd}	Riduzione del momento di continuità per travi o piastre continue per effetto della reazione di appoggio $F_{Sd, sup}$ nel caso di appoggio con libertà di rotazione
a_c	Distanza tra il punto di applicazione del carico verticale e il filo dell'elemento di supporto (progetto di mensola)
b_{sup}	Larghezza di un appoggio
h_c	Altezza complessiva di una mensola al filo della struttura di appoggio
δ	Rapporto tra il momento ridistribuito e il momento prima della ridistribuzione
ν	Coefficiente che correva la tensione di calcolo media nei puntoni al valore di calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo f_{cd} .

2.5.3.1. Considerazioni di base

- P(1) Tutti i metodi di analisi devono soddisfare l'equilibrio.
- P(2) Se le condizioni di compatibilità per gli stati limite considerati non vengono verificate direttamente, si devono prendere delle precauzioni tali da garantire che agli stati limite ultimi la struttura abbia sufficiente capacità di deformazione e che venga evitato un comportamento insoddisfacente nelle condizioni di esercizio.
- P(3) Normalmente l'equilibrio viene verificato sulla base della configurazione indeformata (teoria del primo ordine). Tuttavia, nel caso in cui le deformazioni determinino un incremento significativo delle sollecitazioni interne, l'equilibrio deve essere verificato considerando la configurazione deformata della struttura (teoria del secondo ordine) (vedere 2.5.1, 4.3.5).
- P(4) Un'analisi globale per deformazioni impresse, quali gli effetti della temperatura e del ritiro, può essere omessa nel caso in cui le strutture siano divise, mediante giunti, in tratti capaci di consentire le deformazioni.
- (5) Nei casi normali la distanza tra i giunti non deve, di regola, essere maggiore di $\lfloor 30 \rfloor$ m.

2.5.3.2. Tipi di analisi strutturale

2.5.3.2.1. Stati limite di esercizio

- P(1) Le analisi svolte per gli stati limite di esercizio sono normalmente basate sulla teoria elastica lineare.
- (2) In questo caso sarà normalmente sufficiente assumere per gli elementi una rigidezza corrispondente alla sezione non fessurata e un modulo elastico conforme a quanto definito in 3.1.2.5.2. Gli effetti dipendenti dal tempo devono di regola essere presi in conto qualora significativi (vedere 3.1 e 3.3).
- P(3) La fessurazione del calcestruzzo deve essere considerata nella analisi quando ha un effetto sfavorevole significativo sul comportamento della struttura o dell'elemento considerato. Un effetto favorevole della fessurazione può essere considerato se sono soddisfatte le condizioni di compatibilità.

2.5.3.2.2. Stati limite ultimi

- P(1) L'analisi per gli stati limite ultimi può essere lineare elastica con o senza ridistribuzione, non lineare o plastica a seconda della natura della struttura, dello stato limite preso in considerazione e delle particolari condizioni di progetto o di esecuzione dell'opera.
- P(2) Di regola il tipo di analisi utilizzato deve essere sviluppato in modo che, all'interno del suo campo di validità, venga raggiunto il livello di affidabilità generalmente richiesto dalla presente norma, tenendo conto delle particolari incertezze associate al metodo stesso (vedere, per esempio, 2.5.3.4.2).

- P(3) In questa sezione il termine “analisi non lineare” si riferisce alle analisi che tengono conto delle proprietà di deformazione non lineare delle sezioni di calcestruzzo armato o precompresso.

Le analisi che tengono conto del comportamento non lineare derivante dalla deformazione degli elementi sono definite come “analisi del secondo ordine” (pertanto una “analisi non lineare del secondo ordine” tiene conto di entrambi gli effetti).

- (4) L'applicazione della teoria elastica lineare normalmente non richiede misure particolari per assicurare un'adeguata duttilità, purché vengano evitate elevate percentuali di armatura nelle sezioni critiche. Comunque, quando i momenti ricavati da una analisi lineare elastica vengono ridistribuiti, è necessario garantire che le sezioni critiche abbiano una capacità di rotazione sufficiente a permettere la quota di ridistribuzione assunta.
- (5) L'analisi plastica può essere utilizzata solo per elementi strutturali molto duttili in cui è utilizzato acciaio ad alta duttilità (vedere 3.2.4.2).
- (6) Di regola, le sovrapposizioni di armatura vanno, se possibile, localizzate lontano dalle sezioni critiche. Se ciò non è possibile, la capacità di deformazione o di rotazione della regione di sovrapposizione sarà valutata sulla base della quantità totale di armatura presente.

2.5.3.3. Semplificazioni

- P(1) Per l'analisi si possono utilizzare metodi o supporti di calcolo basati su adeguate semplificazioni, purché questi siano stati formulati in modo da garantire il livello di affidabilità implicito nei metodi forniti dalla presente norma, nel loro campo di validità. La ridistribuzione è limitata a quanto permesso dalle ipotesi implicite nel metodo semplificato assunto.

- (2) Per il rapporto di Poisson può essere assunto un valore pari a zero al posto del valore fornito in 3.1.2.5.3.

- (3) Le travi e le piastre continue possono essere generalmente analizzate ipotizzando che gli appoggi non costituiscano vincolo alla rotazione.

- (4) Indipendentemente dal metodo di analisi utilizzato, quando una trave o una piastra è continua su un appoggio che possa essere considerato come non costituente vincolo alla rotazione, il momento di calcolo sull'appoggio, calcolato sulla base di una luce pari alla distanza tra le linee d'asse degli appoggi, può essere ridotto di una quantità ΔM_{sd} pari a:

$$\Delta M_{sd} = F_{sd, sup} b_{sup} / 8 \quad [2.16]$$

dove: $F_{sd, sup}$ è la reazione di appoggio di calcolo;
 b_{sup} è la larghezza dell'appoggio.

- (5) Quando una trave o piastra è realizzata in getto unico con i suoi appoggi, il momento di calcolo critico sull'appoggio può essere valutato al filo dell'appoggio, con un valore non minore di quello fornito in 2.5.3.4.2 (7).

- (6) I carichi applicati agli elementi portanti con le reazioni di piastre a portanza unidirezionale, di piastre nervate e di travi (incluse le travi a T) possono essere calcolati nella ipotesi di semplice appoggio delle membrature portate. Tuttavia la continuità deve di regola essere considerata per il primo appoggio interno e per altri appoggi interni se le luci ai due lati dell'appoggio differiscono più del 30%.

2.5.3.4. Analisi strutturale di travi e telai

2.5.3.4.1. Metodi di analisi ammissibili

- P(1) Può essere utilizzato uno qualsiasi dei metodi indicati in 2.5.3.2.2 P(1).

2.5.3.4.2. Analisi lineare con o senza ridistribuzione

- P(1) Dove essere considerata l'eventuale influenza di qualsiasi ridistribuzione dei momenti su tutti gli aspetti del calcolo. Tali aspetti includono la flessione, il taglio, l'ancoraggio, le interruzioni delle armature e la fessurazione.

- P(2) I momenti calcolati con un'analisi elastica lineare possono essere ridistribuiti a condizione che la distribuzione dei momenti che ne risulta sia ancora in equilibrio con i carichi applicati.

- (3) Nelle travi continue in cui il rapporto tra due luci adiacenti è minore a due, nelle travi di telai a nodi fissi e negli elementi soggetti prevalentemente a flessione una verifica esplicita della

capacità di rotazione delle zone critiche può essere omessa purché vengano soddisfatte le condizioni a) e b) sotto riportate.

a) per classi di calcestruzzo non superiori a C35/45

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d \quad [2.17]$$

per classi di calcestruzzo superiori a C35/45

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 x/d$$

b) per acciai di alta duttilità $\delta \geq 0,7$

per acciai di duttilità normale $\delta \geq 0,85$

dove: δ è il rapporto tra il momento ridistribuito e il momento prima della ridistribuzione;

x è la profondità dell'asse neutro allo stato limite ultimo dopo la ridistribuzione;

d è l'altezza utile.

Per le definizioni delle classi di acciaio vedere 3.2.4.2.

- (4) In generale non è ammessa ridistribuzione per i telai a nodi mobili.
- (5) In elementi come quelli definiti in (3), se non viene operata alcuna ridistribuzione, il rapporto x/d non deve di regola essere maggiore nella sezione critica di:
 $x/d = 0,45$ per calcestruzzo di classi da C12/15 a C35/45;
 $x/d = 0,35$ per calcestruzzi di classi C40/50 e superiori;
 a meno di realizzare particolari disposizioni di armatura (per esempio confinamento).
- (6) Di regola la ridistribuzione non deve essere effettuata nei casi in cui la capacità di rotazione non può essere definita con certezza (per esempio negli angoli dei telai precompressi).
- (7) Per coprire le approssimazioni nella idealizzazione della struttura e le possibili differenze non considerate dello schema strutturale durante la costruzione, i momenti di calcolo al filo degli appoggi rigidi nelle travi continue non devono di regola essere minori del 65% dei momenti calcolati assumendo la condizione di incastro perfetto al filo degli appoggi.

2.5.3.4.3. Analisi non-lineare
Vedere l'appendice 2.

2.5.3.4.4. Analisi plastica
Vedere l'appendice 2

2.5.3.5. Analisi strutturale delle piastre

2.5.3.5.1. Campo di applicazione

- P(1) Questa sezione si applica alle piastre, definite in 2.5.2.1, soggette a sollecitazioni interne biassiali. Può essere estesa a piastre non piene (nervate, con cavità, alleggerite) se il loro comportamento è assimilabile a quello di una piastra piena, in particolare per quanto riguarda la rigidezza torsionale.
- (2) Le piastre a portanza unidirezionale soggette prevalentemente a carico uniformemente distribuito possono essere considerate come travi e analizzate secondo 2.5.3.4.
- (3) Per le piastre senza nervature deve di regola essere previsto un momento minimo di calcolo sugli appoggi per assicurare la validità del calcolo a punzonamento (vedere 4.3.4.5.3).

2.5.3.5.2. Determinazione delle sollecitazioni

P(1) Si applica quanto contenuto in 2.5.3.1, (1) e (2).

2.5.3.5.3. Metodi di analisi ammissibili

- P(1) Possono essere utilizzati i metodi di analisi seguenti:
 - a) analisi lineare con o senza ridistribuzione;
 - b) analisi plastica basata sia sul metodo cinematico (limite superiore) che sul metodo statico (limite inferiore);
 - c) metodi numerici che tengano conto delle proprietà non lineari del materiale.

- (2) L'applicazione del metodo di analisi lineare è appropriata per gli stati limite di esercizio come pure per gli stati limite ultimi. I metodi di analisi plastica, con il loro elevato livello di semplificazione, di regola devono essere utilizzati solo per gli stati limite ultimi.
- (3) I metodi usuali di analisi plastica sono la teoria delle linee di rottura (metodo cinematico) e il metodo delle strisce (limite inferiore o metodo statico).

2.5.3.5.4. Analisi lineare con o senza redistribuzione

- P(1) Per l'analisi lineare con o senza redistribuzione si applicano le stesse condizioni definite per travi e telai in 2.5.3.4.2 P(2).
- (2) Il momento flettente sugli appoggi di continuità può essere ridotto come definito in 2.5.3.4.2 P(2) e (3).
- (3) Per le verifiche a taglio, a torsione e per le reazioni di vincolo può essere utilizzata un'interpolazione lineare delle sollecitazioni calcolate per condizioni di vincolo di incastro perfetto e di semplice appoggio.
- (4) Vedere l'appendice 2 per il dimensionamento dell'armatura nei casi in cui le direzioni dei momenti principali non coincidono con quelle dell'armatura stessa.

2.5.3.5.5. Metodi di analisi plastica

- P(1) L'analisi plastica senza alcuna verifica diretta della capacità di rotazione può essere utilizzata per lo stato limite ultimo se sono soddisfatte appropriate condizioni di duttilità.
- (2) Utilizzando l'analisi plastica l'area di armatura tesa non deve di regola superare, in qualunque punto o in qualsiasi direzione, quella corrispondente al rapporto $x/d = 0,25$.
- (3) La verifica della capacità di rotazione non è necessaria per acciai di alta duttilità (vedere 3.2.4.2). l'acciaio di duttilità normale, di regola, non deve essere utilizzato a meno che il suo impiego possa essere giustificato.
- (4) Per il metodo cinematico deve di regola essere preso in esame un insieme di possibili meccanismi assumendo i valori di calcolo delle proprietà dei materiali appropriate per lo stato limite ultimo.
- (5) Il rapporto tra i momenti di continuità e i momenti in campata deve di regola essere compreso tra:

$[0,5 \text{ e } 2,0]$
- (6) Quando vengono utilizzati i metodi statici di analisi plastica può essere conveniente determinare la distribuzione dei momenti sulla base di un'analisi lineare e calcolare l'armatura necessaria sulla base di un'interpretazione plastica di tale distribuzione, soddisfacendo le condizioni di equilibrio (vedere l'appendice 2 per il dimensionamento dell'armatura).

2.5.3.5.6. Metodi numerici di analisi non-lineare

Vedere l'appendice 2.

2.5.3.5.7. Analisi di piastre precomprese

- (1) Le regole fornite in (2) e (4) completano quelle date in 2.5.4.
- (2) Indipendentemente dal tipo di armature di precompressione utilizzate (per esempio aderenti o scorrevoli), negli stati limite di esercizio le forze di contatto dovute alla curvatura e all'attrito delle armature e le forze agenti sui dispositivi di ancoraggio possono essere trattati come carichi esterni.
- (3) Per la classificazione della duttilità delle armature di precompressione vedere 3.3.4.3 P(3).
- (4) L'analisi plastica non deve di regola essere applicata agli elementi in cui sono impiegate armature pretese, a meno che ciò sia giustificato.

2.5.3.6. Analisi strutturale di muri e lastre caricati nel loro piano

2.5.3.6.1. Metodi di analisi ammessi

- P(1) Questa sezione si applica agli elementi per i quali non risulta valida l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.
- P(2) Per la determinazione delle sollecitazioni interne possono essere utilizzati i seguenti metodi:

- a) Metodi basati sull'analisi lineare (vedere 2.5.3.6.2);
 - b) Metodi basati sull'analisi plastica (vedere 2.5.3.6.3);
 - c) Metodi basati sul comportamento non-lineare del materiale (vedere appendice 2).
- P(3) Indipendentemente dalla procedura adottata per lo stato limite ultimo, deve essere considerata la possibile incertezza di modello associata alla risposta globale della struttura.
- P(4) Le mensole e le travi parete rappresentano dei casi speciali e sono trattate rispettivamente in 2.5.3.7.2 e 2.5.3.7.3.

2.5.3.6.2. Analisi lineare

- P(1) L'analisi lineare può essere impiegata sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio. Tuttavia per gli stati limite ultimi essa richiede una disposizione delle armature in grado di assorbire la totalità degli sforzi di trazione di calcolo nel calcestruzzo e di soddisfare le corrispondenti condizioni di equilibrio.
- P(2) Le deformazioni impresse (per esempio effetti termici, cedimenti dei vincoli) e gli effetti del secondo ordine devono essere considerati quando significativi.
- P(3) Quando vengono utilizzati dei metodi numerici basati sulla teoria dell'elasticità devono essere considerati gli effetti della fessurazione nelle zone di elevata concentrazione di tensioni.
- (4) Gli effetti di elevate concentrazioni di tensioni possono essere considerati mediante riduzione della rigidità delle zone relative.
- (5) Vedere anche l'appendice 2, punto A 2.8.

2.5.3.6.3. Analisi plastica

- P(1) Possono essere utilizzati i metodi plastici basati sulle soluzioni 'limite inferiore' purché vengano prese misure appropriate per assicurare che le condizioni di duttilità siano soddisfatte.
- (2) Gli elementi possono essere schematizzati come travature reticolari staticamente determinate formate da puntoni teorici rettilinei (che trasferiscono le forze di compressione nel calcestruzzo) e tiranti (le armature). Le forze negli elementi del reticolo vanno calcolate mediante considerazioni di equilibrio. Viene allora predisposta una armatura sufficiente a sopportare la trazione nei tiranti e viene verificato che gli sforzi di compressione nei puntoni non siano eccessivi. Di regola va quindi verificata la disposizione delle armature, con particolare riguardo all'ancoraggio di tutte le armature e agli sforzi locali dovuti a forze concentrate.
- (3) Per assicurare anche approssimativamente la compatibilità, la posizione e l'orientamento dei puntoni e dei tiranti deve, di regola, riflettere la distribuzione delle forze interne derivanti da un'analisi elastica dell'elemento.
- (4) Nella verifica delle tensioni nei puntoni di calcestruzzo occorre prestare attenzione a una possibile riduzione della resistenza per effetto o di forze di trazione trasversali o della fessurazione o dell'influenza del taglio. La tensione media di compressione di calcolo nei puntoni può essere assunta pari a $v f_{cd}$. In assenza di altri dati v può essere assunto pari a $|0,6|$, includendo l'effetto dei carichi di lunga durata. Valori più elevati di v (anche > 1) possono essere giustificati sulla base di uno stato triassiale delle tensioni di compressione, posto che si dimostri che è possibile realizzare in pratica la compressione trasversale complementare (vedere 5.4.8.1).
- (5) La tensione di calcolo nei tiranti viene limitata a f_{yd}
- (6) La disposizione delle armature deve di regola soddisfare quanto indicato in 5.4.

2.5.3.6.4. Analisi non lineare

- (1) Vedere l'appendice 2.

2.5.3.7. Mensole, travi parete e zone di ancoraggio per forze di post-tensione

2.5.3.7.1. Generalità

- (1) Questi tipi di elementi possono essere analizzati, progettati e armati in accordo con 2.5.3.6.3.

2.5.3.7.2. Mensole

- (1) Le mensole con $0,4 h_c \leq a_c \leq h_c$ (vedere fig. 2.5) possono essere progettate mediante un semplice modello puntone-tirante.
- (2) Per mensole più tozze ($a_c < 0,4 h_c$) possono essere considerati altri modelli puntone-tirante adeguati.
- (3) Le mensole per le quali risulti $a_c > h_c$ possono essere progettate come travi a sbalzo.
- (4) A meno che siano predisposti accorgimenti speciali per limitare le forze orizzontali sull'appoggio, o che venga fornita altra giustificazione, la mensola deve di regola essere progettata per la forza verticale F_v e una forza orizzontale $H_c \geq |0,2 F_v|$ (I: $|0,1 F_v|$) agente sull'area di applicazione di F_v .
- (5) L'altezza totale della mensola h_c deve di regola essere determinata in base alle esigenze di resistenza a taglio (vedere 4.3.2).
- (6) Gli effetti locali, generati dal modello puntone-tirante assunto, devono di regola essere considerati nel progetto generale dell'elemento di supporto.
- P(7) Devono essere soddisfatti i requisiti sulla disposizione delle armature riportate, in generale, in 5 e, in particolare, in 5.4.4.

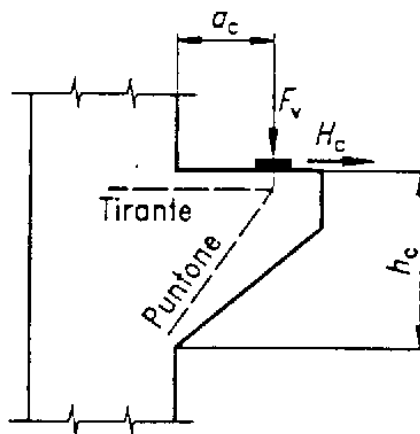


Fig. 2.5 - Esempio di mensola con modello puntone-tirante

2.5.3.7.3. Travi parete

- (1) Le travi parete soggette a carico concentrato possono essere progettate utilizzando un semplice modello puntone-tirante.
- (2) In alcuni casi, per esempio con rapporti altezza/luce relativamente ridotti, carichi distribuiti, più di un carico concentrato ecc., possono essere utilizzati modelli che combinano il comportamento puntone-tirante con il comportamento a reticolo.
- (3) Le travi parete continue sono sensibili ai cedimenti differenziali. Deve di regola essere considerato un insieme di reazioni di appoggio corrispondenti a possibili cedimenti.
- P(4) Devono essere soddisfatte le prescrizioni sulla disposizione delle armature previste, in generale, in 5 e, in particolare, in 5.4.5.

2.5.3.7.4. Zone soggette a forze concentrate

- P(1) Tali zone devono essere analizzate e progettate per tener conto:
 - dell'equilibrio globale della zona;
 - degli effetti di trazione trasversale dovuti agli ancoraggi, singolarmente e nel complesso;
 - dei puntoni che si formano nelle zone di ancoraggio degli elementi post-tesi, e degli sforzi locali sotto gli ancoraggi.
- (2) Negli elementi post-tesi tali zone possono essere progettate utilizzando un adeguato modello puntone-tirante basato su 2.5.3.6.3.

- (3) Vanno di regola utilizzati modelli tridimensionali nei casi in cui le dimensioni dell'area caricata siano piccole in rapporto alle dimensioni della sezione trasversale nella zona di ancoraggio.
- P(4) Devono essere soddisfatti i requisiti sulla disposizione delle armature previste, in generale, in 5 e, in particolare, in 5.4.6.

2.5.4. Determinazione degli effetti della precompressione

2.5.4.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

P_d	Valore di calcolo della forza di precompressione allo stato limite ultimo (assumendo che $P_{m,t}$ sia uguale a P_k - vedere 2.2.2.4)
$P_{k,inf}$	Valore caratteristico inferiore della forza di precompressione per i calcoli in esercizio
$P_{k,sup}$	Valore caratteristico superiore della forza di precompressione per i calcoli in esercizio
P_0	Forza iniziale all'estremità attiva dell'armatura immediatamente dopo la tesatura
$P_{m,0}$	Valore medio della forza di precompressione immediatamente dopo la tesatura (post-tensione) o il trasferimento (pre-tensione) in un punto qualsiasi di ascissa x lungo l'elemento (cioè la forza dopo le perdite immediate)
$P_{m,t}$	Valore medio della forza di precompressione al tempo t in un punto qualsiasi di ascissa x lungo l'elemento
$P_{m,\infty}$	Valore medio della forza di precompressione, a perdite completamente avvenute, in un punto qualsiasi di ascissa x lungo l'elemento
$P_{0,max}$	Massimo valore ammissibile di P_0
ΔP_c	Perdita di precompressione per deformazione elastica dell'elemento al trasferimento
ΔP_{sl}	Perdita di precompressione per rientro degli ancoraggi
$\Delta P_t(t)$	Perdita di precompressione per viscosità, ritiro e rilassamento al tempo t
$\Delta P_\mu(x)$	Perdita di precompressione per attrito
r_{inf}, r_{sup}	Coefficienti utilizzati per determinare rispettivamente i valori caratteristici inferiore e superiore della forza di precompressione allo stato limite di esercizio

Nota - In 4.2.3.5.5 $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ rappresenta la perdita di tensione da cui è calcolata $\Delta P_t(t)$.

2.5.4.1. Generalità

- P(1) Questa sezione si riferisce a strutture nelle quali la precompressione è realizzata mediante armature di precompressione interne totalmente aderenti.
- P(2) Gli effetti da prendere in considerazione sono:
- effetti locali nelle zone di ancoraggio e dove le armature di precompressione cambiano direzione;
 - effetti diretti in strutture staticamente determinate;
 - effetti diretti ed effetti secondari indiretti dovuti a vincoli sovrabbondanti in strutture iperstatiche.
- (3) Gli elementi che contengono armature di precompressione permanentemente non aderenti sono trattati nella parte 1D.
- (4) Gli elementi che contengono armature di precompressione temporaneamente non aderenti durante la costruzione possono essere trattati mediante ipotesi semplificate. In generale essi possono essere considerati come elementi con armature di precompressione aderenti, tranne che allo stato limite ultimo la tensione nelle armature deve ritenersi non incrementata per effetto dei carichi.

2.5.4.2. Determinazione della forza di precompressione

- P(1) Il valore medio della forza di precompressione è fornito dalle equazioni a) o b) sotto riportate, a seconda dei casi:

a) per elementi pre-tesi:

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_t(t) [-\Delta P_\mu(x)] \quad [2.18]$$

Nel caso di armature di precompressione deviate può essere necessaria la considerazione di $\Delta P_\mu(x)$.

b) per elementi post-tesi:

$$P_{m,t} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_{sl} - \Delta P_t(t) \quad [2.19]$$

dove: $P_{m,t}$ è il valore medio della forza di precompressione al tempo t in un punto lungo l'elemento;

P_0 è la forza iniziale all'estremità attiva del cavo immediatamente dopo la messa in tensione;

$\Delta P_\mu(x)$ è la perdita per attrito;

ΔP_{sl} è la perdita per rientro degli ancoraggi;

ΔP_c è la perdita per deformazione elastica dell'elemento al trasferimento;

$\Delta P_t(t)$ è la perdita per viscosità, ritiro e rilassamento al tempo t .

- (2) Vedere 4.2.3 per le limitazioni della precompressione iniziale e per i metodi di calcolo delle perdite. Vedere 4.2.3.5 per le lunghezze di trasmissione e la diffusione della precompressione.

- P(3) Per i calcoli in esercizio si deve tenere conto della possibile variabilità della precompressione. Allo stato limite d'esercizio due valori caratteristici della forza di precompressione sono valutati come segue:

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t} \quad [2.20]$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}$$

dove: $P_{k,sup}$ e $P_{k,inf}$ sono rispettivamente i valori caratteristici superiore e inferiore e $P_{m,t}$ è la forza di precompressione media stimata sulla base dei valori medi delle proprietà di deformazione e delle perdite calcolate secondo 4.2.3.

- (4) In assenza di una determinazione più rigorosa, i coefficienti r_{sup} e r_{inf} possono essere assunti rispettivamente pari a $\lfloor 1,1 \rfloor$ e $\lfloor 0,9 \rfloor$, a condizione che la somma delle perdite dovute all'attrito e agli effetti dipendenti dal tempo sia $\leq 30\%$ della precompressione iniziale.

- (5) I valori di $P_{m,t}$ che saranno generalmente utilizzati per il progetto sono:

$P_{m,0}$ precompressione iniziale al tempo $t = 0$;

$P_{m,\infty}$ precompressione a perdite avvenute.

- P(6) Allo stato limite ultimo il valore di calcolo della precompressione è dato da:

$$P_d = \gamma_P P_{m,t}$$

- (7) I valori di γ_P sono dati nel prospetto 2.2.

- P(8) Per valutare gli effetti locali allo stato limite ultimo, la forza di precompressione deve essere assunta pari alla resistenza caratteristica delle armature di precompressione.

- (9) Tale considerazione si applica alla verifica dell'influenza di forze concentrate o di effetti locali sul calcestruzzo nelle zone di ancoraggio o dove le armature di precompressione cambiano direzione (vedere 4.2.3).

2.5.4.3. Effetti della precompressione nelle condizioni di esercizio

- P(1) Le sollecitazioni staticamente determinate e quelle iperstatiche causate dalla precompressione devono essere calcolate mediante la teoria elastica.

- (2) Per le strutture di edifici normali, per le quali non è considerato necessario il calcolo dell'apertura delle fessure, possono essere usati i valori medi della precompressione.

- (3) In altri casi, dove la risposta strutturale è altamente sensibile all'influenza della precompressione, gli effetti della precompressione possono essere determinati utilizzando, secondo il caso, i criteri (a) o (b) sottoindicati.

a) per la verifica della fessurazione o della decompressione (vedere 4.4.2), dell'apertura dei giunti tra elementi prefabbricati o degli effetti della fatica, si adotteranno i valori caratteristici della precompressione stimati di conseguenza;

b) per la verifica delle tensioni di compressione (vedere 4.4.1) si adotteranno i valori medi della precompressione.

2.5.4.4. Effetti della precompressione negli stati limite ultimi

2.5.4.4.1. Analisi strutturale - metodi lineari

- P(1) Gli effetti staticamente determinati e quelli iperstatici della precompressione devono essere calcolati utilizzando gli appropriati valori di calcolo ultimi della forza di precompressione.
- (2) Nell'analisi strutturale lineare γ_P può essere assunto pari a 1,0.
- P(3) Quando viene impiegata l'analisi lineare con ridistribuzione, i momenti a cui viene applicata la ridistribuzione devono essere calcolati tenendo conto di tutti gli effetti iperstatici della precompressione.

2.5.4.4.2. Analisi strutturale - metodi non lineari o plastici

- (1) Vedere l'appendice 2.

2.5.4.4.3. Progetto delle sezioni

- P(1) Nella valutazione del comportamento di una sezione allo stato limite ultimo la forza di precompressione agente sulla sezione è assunta pari al suo valore di calcolo P_d . La predeformazione corrispondente a tale forza deve essere considerata nella valutazione della resistenza della sezione.
- (2) La predeformazione può essere considerata spostando l'origine dei diagrammi tensioni-deformazioni di calcolo delle armature di precompressione di una quantità corrispondente alla tensione di precompressione di calcolo.
- (3) γ_P può essere assunto pari a 1,0 posto che entrambe le condizioni seguenti siano soddisfatte:
 - a) non più del 25% dell'area totale dell'acciaio di precompressione si trova all'interno della zona compressa allo stato limite ultimo; e
 - b) allo stato limite ultimo la tensione nell'elemento di acciaio di precompressione più prossimo al lembo teso è maggiore di $f_{p0,1k} / \gamma_m$
 Se le condizioni a) e b) non sono soddisfatte, il valore minore di γ_P indicato nel prospetto 2.2 si applica, di regola, a tutte le armature di precompressione.
- (4) Per gli effetti dei cavi inclinati, vedere 4.3.2.4.6 (2).
- (5) Tutte le sollecitazioni di pre-tensionamento dovute a vincoli ridondanti devono essere considerate al loro valore caratteristico.

2.5.5. Determinazione degli effetti delle deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo

2.5.5.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$E_{c,eff}$	Modulo di elasticità tangente efficace del calcestruzzo per tensione $\sigma_c = 0$
$\varepsilon_n(t)$	Una deformazione impressa indipendente dalla tensione (per esempio dovuta al ritiro o agli effetti della temperatura)
$\varepsilon_{tot}(t, t_0)$	Deformazione totale nel calcestruzzo soggetto a carico iniziale al tempo t con una tensione $\sigma(t_0)$ e soggetto a una successiva variazione di tensione $\Delta\sigma(t_i)$
$\sigma(t), \sigma(t_0)$	Tensione di compressione nel calcestruzzo rispettivamente ai tempi t e t_0
χ	Coefficiente di invecchiamento dipendente dallo sviluppo della deformazione nel tempo

2.5.5.1. Generalità

- P(1) L'accuratezza dei metodi di calcolo degli effetti della viscosità e del ritiro del calcestruzzo deve essere adeguata alla affidabilità dei dati disponibili per la descrizione di tali fenomeni e all'importanza dei loro effetti sullo stato limite considerato.
- P(2) In generale gli effetti del ritiro e della viscosità devono essere considerati solo per gli stati limite di esercizio. Una eccezione importante riguarda gli effetti del secondo ordine (vedere l'appendice 3).
- P(3) Analisi più approfondite devono essere effettuate quando il calcestruzzo è soggetto a valori estremi di temperatura.
- (4) Gli effetti della maturazione a vapore possono essere considerati mediante ipotesi semplificate.

- (5) Per fornire una stima accettabile del comportamento di una sezione di calcestruzzo, se le tensioni sono contenute entro i limiti corrispondenti alle condizioni di normale esercizio, si possono adottare le seguenti ipotesi:
- viscosità e ritiro sono tra loro indipendenti;
 - viene supposto un rapporto lineare tra la viscosità e la tensione che ne è causa;
 - gli effetti di un gradiente termico o dell'umidità sono trascurati;
 - il principio di sovrapposizione degli effetti si applica ad azioni che intervengono in tempi diversi;
 - le ipotesi precedenti si applicano anche al calcestruzzo teso.

P(6) Per la valutazione delle perdite di precompressione dipendenti dal tempo occorre considerare gli effetti della viscosità, del ritiro e del rilassamento dell'acciaio di precompressione (vedere 4.2.3.5).

(7) La funzione viscosità è data dalla relazione:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c28}} \quad [2.21]$$

dove: t_0 è l'età del calcestruzzo alla messa in carico iniziale.

t è l'età considerata.

$J(t, t_0)$ è la funzione viscosità al tempo t

$E_c(t_0)$ è il modulo di elasticità tangente al tempo t_0 ;

E_{c28} è il modulo di elasticità tangente a 28 giorni;

$\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità riferito alla deformazione elastica a 28 giorni riferita a E_{c28} .

Nella sezione 3.1 sono indicati i valori del coefficiente di viscosità totale $\phi(\infty, t_0)$ per alcune situazioni tipiche. Occorre tuttavia rilevare che le definizioni di $E_c(t_0)$ e di E_{c28} sopra riportate, come quelle dell'appendice 1, differiscono da quelle indicate in 3.1.2.5.2, dove è definito il modulo secante E_{cm} . Pertanto nel caso in cui vengano usati i coefficienti di viscosità $\phi(\infty, t_0)$ del prospetto 3.3 congiuntamente alle relazioni 2.21-2.24, e nel caso in cui le deformazioni viscosive siano significative, i valori di tale prospetto devono, di regola, essere moltiplicati per 1,05.

(8) I valori delle deformazioni finali di ritiro per condizioni tipiche sono dati in 3.1.

(9) Sulla base delle ipotesi riportate in (5), la deformazione totale del calcestruzzo soggetto a carico iniziale all'età t_0 con relativa tensione $\sigma(t_0)$ e a successive variazioni di tensione $\Delta\sigma(t_i)$ alle età t_i , può essere espressa come segue:

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma(t_0) \cdot J(t, t_0) + \sum J(t, t_i) \cdot \Delta\sigma(t_i) \quad [2.22]$$

In questa espressione $\varepsilon_n(t)$ rappresenta una deformazione imposta indipendente dalle tensioni (per esempio ritiro, effetti della temperatura).

(10) Ai fini dell'analisi strutturale la relazione [2.22] può essere scritta come segue:

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma(t_0) \cdot J(t, t_0) + (\sigma(t) - \sigma(t_0)) \cdot \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\chi \phi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) \quad [2.23]$$

in cui il coefficiente di invecchiamento χ dipende dalla evoluzione della deformazione nel tempo.

(11) Per i casi usuali χ può essere assunto pari a 0,8. Questa semplificazione è valida nel caso di rilassamento puro degli effetti di una deformazione imposta costante ma è anche applicabile nei casi in cui sono considerati solo gli effetti a lungo termine.

(12) Se le tensioni nel calcestruzzo variano solo in misura modesta, le deformazioni possono essere calcolate usando un modulo di elasticità efficace:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c(t_0)}{1 + \phi(t, t_0)} \quad [2.24]$$

Per la simbologia vedere (7).

(13) Per un'analisi più accurata degli effetti delle deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo vedere l'appendice 1.

3. Proprietà dei materiali

3.1. Calcestruzzo

Nota: Per il NAD italiano, l'intero punto 3.1 è sostituito dal punto 2.1 Parte I con i relativi Allegati 1 e 2 del D.M. 9/1/96.

3.1.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

f_c	Resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo (fig. 3.1)
$f_{ck, cub}$	Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
$f_{ctk,0,05}$	Valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione (frattile 5%)
$f_{ctk,0,95}$	Valore caratteristico superiore della resistenza a trazione (frattile 95%)
$f_{ct,ax}$	Resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
$f_{ct,fl}$	Resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo
$f_{ct,sp}$	Resistenza a trazione indiretta del calcestruzzo (prova brasiliana)
ϵ_{c1}	Deformazione di compressione del calcestruzzo corrispondente alla massima tensione f_c
$\epsilon_{c,soo}$	Valore finale della deformazione di ritiro di un calcestruzzo di massa volumica normale
ϵ_{cs}	Valore di riferimento della deformazione di ritiro di un calcestruzzo di massa volumica normale
ϵ_{cu}	Valore ultimo della deformazione a compressione del calcestruzzo
$\phi(\infty, t_0)$	Valore finale del coefficiente di viscosità del calcestruzzo

3.1.1. Generalità

- P(1) Questa sezione si applica al calcestruzzo definito nella ENV 206 (Sezione 3, definizioni da 3.6 a 3.8)⁷⁾ cioè a un calcestruzzo avente una struttura chiusa ottenuto con determinati aggregati, confezionato e compattato in modo tale da non contenere altra aria inglobata se non quella dovuta agli aeranti (vedere ENV 206, punto 5.2).
- P(2) Per la realizzazione di strutture non armate, armate e precomprese deve essere usato calcestruzzo quale definito in P(1).
- P(3) Le specifiche tecnologiche del calcestruzzo devono soddisfare i corrispondenti punti della ENV 206 attinenti alla presente norma.
- (4) La struttura del calcestruzzo può essere considerata chiusa se la quantità di aria inglobata non eccede, dopo compattazione, i limiti stabiliti in 5.2 della ENV 206, fatta eccezione dell'aria introdotta mediante aerante e della porosità degli aggregati.
- (5) Il presente punto si applica anche ai calcestruzzi sottoposti a trattamento termico secondo quanto specificato in 10.7 della ENV 206.

3.1.2. Calcestruzzo di massa volumica normale

3.1.2.1. Definizioni

- P(1) è definito calcestruzzo di massa volumica normale quello che, dopo essiccamento in forno a 105 °C, ha una massa volumica compresa tra 2 000 e 2 800 kg/m³.
- P(2) La massa volumica del calcestruzzo indurito deve essere determinata secondo la ENV 206, punto 7.3.2.

3.1.2.2. Resistenza a compressione del calcestruzzo

- P(1) Questa norma è basata sulla resistenza caratteristica a compressione cilindrica f_{ck} definita come il valore di resistenza al di sotto del quale ci si può attendere che si trovi il 5% di tutti i possibili risultati di prova del calcestruzzo in esame.
- (2) La resistenza a compressione del calcestruzzo è di regola determinata secondo i metodi di prova normalizzati, sia su cilindri che su cubi, in accordo con 7.3.1.1 della ENV 206.

⁷⁾ ENV 206:1991 (=UNI EN 206:1991) "Concrete - Performance, production, placing and compliance criteria". February 1989 P(3).

- (3) Le prescrizioni di progetto di questa norma sono basate solo sulla resistenza caratteristica di provini cilindrici alla scadenza di 28 giorni f_{ck} ; la resistenza cubica $f_{ck,cub}$ è menzionata solo come metodo alternativo per il controllo di accettazione.
- (4) In alcuni casi può essere necessario stabilire un valore minimo di resistenza a compressione per età di maturazione del calcestruzzo diverse da 28 giorni, o per campioni maturati in condizioni diverse da quelle specificate nella ISO 2736.
- (5) Se necessario, qualora si verifichino una o più delle circostanze sottoindicate, si dovranno di regola effettuare prove dirette per determinare i coefficienti di conversione della resistenza:
 - campioni di prova la cui forma o le cui dimensioni differiscono da quanto indicato nella ENV 206;
 - campioni maturati in condizioni diverse da quelle normate;
 - qualora sia richiesta una valutazione della resistenza per età di maturazione diverse.

3.1.2.3. Resistenza a trazione

- P(1) Il termine resistenza a trazione indica la massima tensione che il calcestruzzo può sostenere quando è soggetto a trazione monoassiale.
- P(2) Il valore effettivo della resistenza a trazione è di regola determinato secondo quanto specificato in 7.3.1.2 della ENV 206.
- (3) Se la resistenza a trazione è determinata mediante una prova di resistenza a trazione indiretta $f_{ct,sp}$ o come resistenza a trazione per flessione $f_{ct,fl}$, il valore della resistenza a trazione assiale $f_{ct,ax}$ può essere dedotto in modo approssimato da detti valori utilizzando i seguenti coefficienti di conversione:

$$f_{ct,ax} = \left| 0.9 \right| f_{ct,sp}$$

oppure [3.1]

$$f_{ct,ax} = \left| 0.5 \right| f_{ct,fl}$$

- (4) In assenza di determinazione più accurata il valore medio e il valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo possono essere ricavati in base alle seguenti relazioni:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad [3.2]$$

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 f_{ctm} \quad [3.3]$$

$$f_{ctk,0.95} = 1.3 f_{ctm} \quad [3.4]$$

dove: f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione;
 f_{ck} è il valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo;
 $f_{ctk,0.05}$ è il valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione (frattile 5%);
 $f_{ctk,0.95}$ è il valore caratteristico superiore della resistenza a trazione (frattile 95%).

I valori medi e caratteristici per le differenti classi di resistenza sono riportati nel Prospetto 3.1.

3.1.2.4. Classi di resistenza del calcestruzzo

- P(1) Il progetto deve riferirsi a una classe di resistenza del calcestruzzo che corrisponda a un valore specificato della resistenza caratteristica a compressione.
- (2) La resistenza a compressione del calcestruzzo è catalogata in classi con riferimento alla resistenza cilindrica f_{ck} o alla resistenza cubica $f_{ck,cub}$ in accordo con la ENV 206, punti 7.3.1.1 e 11.3.5.
- (3) Nel prospetto 3.1 sono riportate le resistenze caratteristiche f_{ck} e le corrispondenti resistenze a trazione per le diverse classi di resistenza del calcestruzzo.
 Calcestruzzi di classe inferiore alla C12/15 o superiore alla C50/60 non devono di regola essere utilizzati per opere di calcestruzzo armato e precompresso a meno che il loro utilizzo non sia adeguatamente giustificato. Per calcestruzzi non armati si veda anche la parte 1A della presente norma.

Prospetto 3.1 - Classi di resistenza del calcestruzzo, resistenza caratteristica a compressione cilindrica f_{ck} , resistenza media a trazione f_{ctm} , resistenza caratteristica a trazione f_{ctk} del calcestruzzo espresse in N/mm²

(La classificazione del calcestruzzo, per esempio C20/25, è fatta in base alla resistenza cilindrica/cubica come definite in 7.3.1.1 della ENV 206).

Classi di resistenza calcestruzzo	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk,0.05}$	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk,0.95}$	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3

3.1.2.5. Proprietà di deformazione

- (1) I valori delle proprietà del materiale richiesti per il calcolo delle deformazioni istantanee e differite del calcestruzzo non dipendono solo dalla classe di resistenza del calcestruzzo ma anche dalle proprietà degli aggregati e da altri parametri legati alla composizione del calcestruzzo e all'ambiente. Per queste ragioni, qualora sia necessario un calcolo accurato delle deformazioni, i valori da utilizzare saranno scelti in base a dati noti relativi al materiale specifico e alle condizioni di utilizzo. In molti casi sarà invece sufficiente una stima approssimata.

3.1.2.5.1. Diagramma tensioni-deformazioni

- (1) Il diagramma tensioni-deformazioni per un calcestruzzo soggetto a compressione monoassiale è generalmente del tipo rappresentato schematicamente nella fig. 3.1.
- (2) Per i calcoli di progetto possono essere utilizzati appropriati diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati. Tali idealizzazioni sono riportate in 4.2.1.3.3 della presente norma.

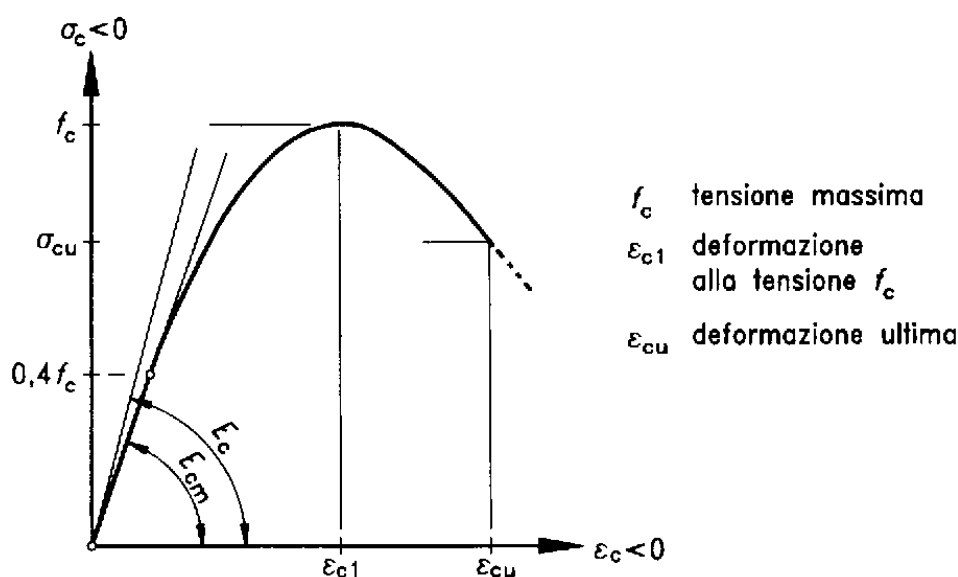


Fig. 3.1 – Diagramma tensioni-deformazioni per compressione monoassiale

3.1.2.5.2. Modulo di elasticità

- (1) Il modulo di elasticità dipende non solo dalla classe di resistenza del calcestruzzo, ma anche dalle caratteristiche specifiche degli aggregati utilizzati [vedere 3.1.2.5(1)].
- (2) In assenza dei dati suddetti, o quando non sia richiesto un calcolo molto accurato, una stima del valore medio del modulo secante E_{cm} si può ricavare dal prospetto 3.2 per ogni classe di

resistenza del calcestruzzo. I valori del prospetto 3.2 sono definiti nell'intervallo tra $\sigma_c=0$ e $\sigma_c=0,40 f_{ck}$ (vedere la fig. 3.1; σ_c : tensione di compressione nel calcestruzzo).

Prospetto 3.2 - Valori del modulo di elasticità secante E_{cm} (in kN/mm²)

Classi di resistenza calcestruzzo	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
E_{cm}	26	27.5	29	30.5	32	33.5	35	36	37

- (3) I valori riportati nel prospetto 3.2 sono ricavati in base alla seguente equazione:

$$E_{cm} = 9.5 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \quad (E_{cm} \text{ in kN/mm}^2; f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad [3.5]$$

Essi si riferiscono a calcestruzzi maturati in condizioni normali e confezionati con aggregati costituiti da materiali prevalentemente silicei. Nei casi in cui le deformazioni rivestano particolare importanza, è necessario effettuare prove su campioni di calcestruzzo confezionato con gli aggregati da utilizzare nella struttura. Negli altri casi l'esperienza con un particolare aggregato, supportata da dati di prove antecedenti, è generalmente sufficiente a fornire un valore accettabile di E_{cm} , ma con aggregati non noti è opportuno considerare un campo di possibili valori.

- (4) Di regola, poiché la classe di resistenza del calcestruzzo f_{ck} è riferita alla resistenza a 28 giorni di maturazione, anche i valori di E_{cm} del prospetto 3.2 fanno riferimento alla medesima scadenza. Quando non è richiesto un calcolo molto accurato, si può determinare dal prospetto 3.2 il valore di E_{cm} per scadenze di maturazione del calcestruzzo diverse da 28 giorni. In questo caso f_{ck} è sostituito dalla resistenza effettiva del calcestruzzo al tempo t .

3.1.2.5.3. Rapporto di Poisson

- P(1) Ai fini progettuali il rapporto di Poisson relativo a deformazioni elastiche può essere assunto pari a 0,20.
- P(2) Qualora sia ammessa la fessurazione del calcestruzzo teso il valore del rapporto di Poisson può essere assunto pari a zero.

3.1.2.5.4. Coefficiente di dilatazione termica

- P(1) Ai fini progettuali il coefficiente di dilatazione termica, nei casi in cui questa non abbia grande influenza, può essere assunto pari a $10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

3.1.2.5.5. Viscosità e ritiro

- (1) Le deformazioni viscosi e il ritiro del calcestruzzo dipendono principalmente dall'umidità dell'ambiente, dalle dimensioni dell'elemento e dalla composizione del calcestruzzo. La viscosità è influenzata anche dal grado di maturazione del calcestruzzo al momento della prima applicazione del carico, nonché dall'entità e dalla durata di applicazione di questo. Qualsiasi valutazione del coefficiente di viscosità $\phi(t, t_0)$ e della deformazione per ritiro ϵ_{cs} deve, di regola, tenere conto di tali parametri.
- (2) Nei casi in cui non è richiesta una grande accuratezza, i valori riportati nei prospetti 3.3 e 3.4 possono essere assunti rispettivamente come coefficiente di viscosità finale $\phi(\infty, t_0)$ e come deformazione finale di ritiro $\epsilon_{cs\infty}$ di un calcestruzzo confezionato con aggregati normali, soggetto a tensione assiale non maggiore di $|0,45 f_{ck}|$ al tempo t_0 del primo carico. Nel prospetto 3.3 il coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$ è riferito a E_{cm} espresso secondo i dati del prospetto 3.2 e l'equazione (3.5). Quando è richiesta maggiore accuratezza, si farà riferimento all'appendice I.
- (3) I valori indicati nei prospetti 3.3 e 3.4 sono riferiti all'intervallo di temperatura compreso tra 10°C e 20°C . Tuttavia possono essere accettati per escursioni stagionali di temperatura comprese tra -20°C e $+40^\circ\text{C}$. Analogamente possono essere accettati gli stessi valori dei prospetti 3.3 e 3.4 nel campo di umidità relativa compreso tra $RH=20\%$ e $RH=100\%$.

Prospetto 3.3 - Valore finale del coefficiente di viscosità $\phi(\infty, t_0)$ di un calcestruzzo di massa volumica normale

Età del calcestruzzo t_0 al momento di applicazione del carico (giorni)	Dimensione nominale $2 A_c / u$ (mm)					
	50	150	600	50	150	600
	Atmosfera secca			Atmosfera umida		
1	5.5	4.6	3.7	3.6	3.2	2.9
7	3.9	3.1	2.6	2.6	2.3	2.0
28	3.0	2.5	2.0	1.9	1.7	1.5
90	2.4	2.0	1.6	1.5	1.4	1.2
365	1.8	1.5	1.2	1.1	1.0	1.0

Prospetto 3.4 - Valore finale della deformazione di ritiro $\epsilon_{c,sh}$ (in ‰) di un calcestruzzo di massa volumica normale

Posizione elemento	Umidità relativa %	Dimensione nominale $2 A_c / u$ (mm)	
		≤ 150	600
Interno	50	-0,60	-0,50
Esterno	80	-0,33	-0,28

Legenda: A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;
 u è il perimetro della suddetta sezione.

Sono ammesse interpolazioni lineari fra i valori dei prospetti 3.3 e 3.4.

- (4) I valori dei prospetti 3.3 e 3.4 sono applicabili a calcestruzzi che, quando sono freschi, hanno una consistenza plastica di classe S2 e S3 (vedere 7.2.1 della ENV 206). Per calcestruzzi di consistenza diversa i valori saranno moltiplicati per 0,70 (consistenza rigida S1) o per 1,20 (consistenza fluida S4).
- (5) Per calcestruzzi contenenti superfluidificanti, la valutazione dei coefficienti di viscosità e di ritiro mediante i prospetti 3.3 e 3.4 farà riferimento alla consistenza prima dell'aggiunta del superfluidificante.

Nota - I punti seguenti 3.2, 3.3 e 3.4 descrivono materiali da utilizzare per calcestruzzi strutturali per i quali non sono ancora disponibili norme CEN o benestare tecnici europei. Una Norma CEN (EN 10080) è in fase di preparazione per le armature e il documento EN 10138 per gli acciai da precompressione è anch'esso in via di preparazione. Non è ancora in fase di preparazione una norma CEN per i dispositivi di precompressione.

3.2. Acciai per armature

Nota: Per il NAD italiano, l'intero punto 3.2 è sostituito dal punto 2.2 Parte I con i relativi Allegati 4, 5 e 6 del D.M. 9/1/96. A tale punto e a tali allegati si farà riferimento per qualsiasi richiamo dell'UNI ENV 1992-1-1 a proprietà degli acciai di armatura. Si precisa che gli acciai FeB22k - 32k - 38k - 44k sono classificabili come acciai convenzionalmente definiti dall'UNI ENV 1992-1-1 di "alta duttilità" (H), mentre i fili trafilati, le reti ed i tralicci sono classificabili come acciai di "duttilità normale" (N).

3.2.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

f_R	Indice di aderenza
f_{Rk}	Indice di aderenza caratteristico
$f_{0,2k}$	Tensione caratteristica allo 0,2%
f_t	Resistenza a trazione dell'armatura
f_{tk}	Resistenza a trazione caratteristica dell'armatura
ϵ_u	Deformazione dell'armatura sotto carico massimo (vedere fig. 3.2)
ϵ_{uk}	Valore caratteristico della deformazione dell'armatura sotto carico massimo

3.2.1. Generalità

- P(1) Questa sezione si riferisce alle barre, ai fili in rotoli e alle reti saldate impiegati come armature nel cemento armato.
- P(2) I requisiti si applicano al prodotto nelle condizioni in cui esso viene fornito. Nel caso di fili in rotoli le specifiche si applicano al materiale dopo raddrizzamento.
- (3) I metodi di produzione, le caratteristiche specifiche, i metodi di prova e di attestazione della conformità sono definiti nella EN 10080, o in altri documenti specifici per i materiali di armatura non contemplati dalla EN 10080.
- P(4) Ciascun prodotto deve essere chiaramente identificabile secondo il sistema di classificazione di cui in 3.2.2.
- P(5) La resistenza a trazione f_t , la tensione di snervamento f_y , il rapporto tra la resistenza a trazione e la tensione di snervamento f_t / f_y , la deformazione sotto il carico massimo ϵ_u e l'indice di aderenza f_R devono essere tutti adeguatamente specificati in norme a essi relative e determinati mediante prove unificate.
- (6) Per gli acciai conformi alla presente norma, la tensione di snervamento, la resistenza a trazione, il rapporto tra resistenza a trazione e tensione di snervamento, la deformazione sotto carico massimo e l'indice di aderenza saranno espressi in termini di valori caratteristici; questi valori sono designati rispettivamente f_{yk} , f_{tk} , $(f_t / f_y)_k$, ϵ_{uk} , f_{Rk} .

3.2.2. Classificazione e geometria

- P(1) I prodotti devono essere classificati in base a quanto segue:
- Tipo, indicante il valore della tensione caratteristica di snervamento f_{yk} , espressa in N/mm²
 - Classe, indicante le caratteristiche di duttilità
 - Dimensione
 - Caratteristiche superficiali
 - Saldabilità
- P(2) Ciascuna fornitura deve essere accompagnata da un documento riportante tutte le informazioni necessarie alla sua identificazione con riferimento a quanto indicato ai punti (i)-(v) di P(1) e informazioni aggiuntive dove necessarie.
- P(3) La differenza tra l'area reale della sezione trasversale del prodotto e la sua area nominale non deve eccedere i limiti specificati nelle norme relative.
- P(4) Nella presente norma sono definite due classi di duttilità (vedere 3.2.4.2):
- Alta (H);
 - Normale (N).
- Nota - È probabile che durante il periodo ENV sia introdotto per l'uso in zone sismiche un acciaio di più alta duttilità (Classe S). Fino a quando non saranno sviluppate adeguate regole di progettazione per l'uso di questo acciaio in zone non sismiche (relativamente a ridistribuzioni, capacità di rotazione, ecc.) si potrà considerare l'acciaio di classe S come un acciaio di alta duttilità.*
- P(5) Nella presente norma sono definite due forme di caratteristiche superficiali (vedere 3.2.5.1):
- barre nervate ad alta aderenza (come specificato nella EN 10080);
 - barre lisce con aderenza mediocre.
- (6) Per altri tipi di barre con diverse caratteristiche superficiali (nervature o indentature) si deve, di regola, fare riferimento a documenti specifici basati su dati di prova.
- P(7) Le caratteristiche superficiali di un'armatura di acciaio di sezione approssimativamente circolare devono essere indicate mediante il valore dell'indice di aderenza f_R (vedere 3.2.5.1).
- P(8) Reti saldate, utilizzate come armature, devono soddisfare le caratteristiche dimensionali richieste nelle norme relative.

3.2.3. Proprietà fisiche

- (1) Possono essere assunti i seguenti valori medi:
- massa volumica 7850 kg/m³

– coefficiente di dilatazione termica $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

3.2.4. Proprietà meccaniche

3.2.4.1. Resistenza

- P(1) La tensione caratteristica di snervamento f_{yk} e la resistenza a trazione f_{tk} sono definite rispettivamente come i valori caratteristici del carico limite di snervamento e del massimo carico in trazione assiale, ciascuno diviso per l'area nominale della sezione trasversale.
- (2) Per prodotti il cui snervamento f_{yk} non sia identificabile, questo può essere sostituito dalla tensione $f_{0,2k}$ allo 0,2%.
- P(3) Il rapporto tra la tensione di snervamento reale f_y e il valore caratteristico specificato della tensione di snervamento f_{yk} non deve essere maggiore dei valori indicati nelle norme relative.

3.2.4.2. Caratteristiche di duttilità

- P(1) I prodotti devono avere una adeguata duttilità in allungamento, come specificato nelle norme relative.
- (2) Ai fini progettuali, la duttilità in allungamento può ritenersi adeguata se i prodotti soddisfano i seguenti requisiti:

Alta duttilità $\epsilon_{uk} > \underline{5} \%$; valore di $(f_t/f_y)_k > \underline{1,08}$

Normale duttilità $\epsilon_{uk} > \underline{2,5} \%$; valore di $(f_t/f_y)_k > \underline{1,05}$

dove: ϵ_{uk} è il valore caratteristico della deformazione sotto carico massimo (vedere fig. 3.2).

Le barre ad aderenza migliorata di diametro minore di 6 mm non possono essere considerate di alta duttilità.

- P(3) I prodotti devono possedere piegabilità adeguata agli scopi previsti.

3.2.4.3. Modulo di elasticità

- (1) Può assumersi un valore medio pari a 200 kN/mrn^2 .

3.2.4.4. Fatica

- P(1) Dove richiesto i prodotti devono possedere adeguata resistenza alla fatica.
- (2) Per i requisiti di resistenza alla fatica degli acciai per armatura vedere la parte 1E e le normative specifiche.

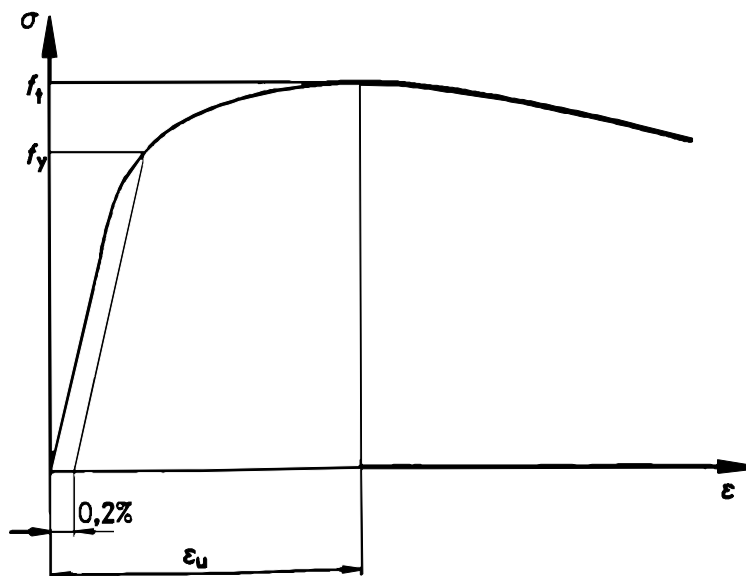


Fig. 3.2 - Diagramma tipico tensioni-deformazioni di un acciaio da armatura

3.2.5. Proprietà tecnologiche**3.2.5.1 Aderenza e ancoraggio**

- P(1) Le caratteristiche superficiali delle barre nervate devono essere tali da realizzare un'aderenza al calcestruzzo adeguata a consentire che l'intera forza prevista in progetto possa svilupparsi nell'armatura.
- (2) Barre nervate con un indice di aderenza caratteristico f_{rk} non minore di quello stabilito nella EN 10080 sono da considerarsi barre ad alta aderenza. Barre che non soddisfano questi requisiti devono di regola essere considerate, per quanto riguarda l'aderenza, come barre lisce a meno che esse non siano definite come al punto (3) [vedere 5.2.2.2 P(1), prospetto 5.3 e anche 3.2.2 (6)].
- (3) L'aderenza degli acciai per armatura che hanno altre forme superficiali deve di regola essere definita in norme specifiche o in benestare tecnici.
- P(4) La resistenza dei nodi saldati lungo la lunghezza di ancoraggio di reti elettrosaldate deve essere adeguata.
- (5) La resistenza dei nodi saldati delle reti elettrosaldate può essere considerata adeguata se ciascun giunto saldato può sopportare una forza di taglio non minore del 30% della forza equivalente al prodotto del valore specificato della tensione caratteristica di snervamento per l'area della sezione del filo ancorato.

3.2.5.2 Saldabilità

- P(1) I prodotti devono avere caratteristiche di saldabilità adeguate agli impieghi previsti.
- (2) Dove prescritto, e dove la saldabilità non sia nota, devono di regola essere richieste prove adeguate.
- (3) Le caratteristiche di duttilità specificate in 3.2.4.2 devono di regola essere assicurate, se necessario, nelle sezioni critiche vicino alle saldature.

3.3 Acciai per precompressione

(Vedere la nota che precede 3.2)

Nota: Per il NAD italiano, l'intero punto 3.3 è sostituito dal punto 2.3 Parte I con il relativo Allegato 3 del D.M. 9/1/96.

3.3.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

f_p	Resistenza a trazione di acciai da precompressione
f_{pk}	Resistenza caratteristica a trazione di acciai da precompressione
$f_{p0,1}$	Tensione allo 0,1% di acciai da precompressione
$f_{p0,1k}$	Tensione caratteristica allo 0,1% di acciai da precompressione
ϵ_u	Deformazione sotto carico massimo di acciai da precompressione (fig. 3.3)
ϵ_{uk}	Valore caratteristico della deformazione sotto carico massimo di acciai da precompressione

3.3.1. Generalità

- P(1) Questa sezione si riferisce ai fili, alle barre e ai trefoli usati come armature di precompressione nelle strutture di calcestruzzo.
- P(2) I requisiti si applicano ai prodotti nelle condizioni in cui essi sono forniti.
- (3) I processi di produzione, le caratteristiche specificate, i metodi di prova e di attestazione della conformità sono definiti nella EN 10138 e in altre norme relative ai materiali da precompressione.
- P(4) Ciascun prodotto deve essere chiaramente identificabile secondo il sistema di classificazione specificato in 3.3.2.
- P(5) La resistenza a trazione f_p , la tensione allo 0,1% $f_{p0,1}$ e la deformazione sotto carico massimo ϵ_u devono essere adeguatamente specificati in norme a essi relative e determinati mediante prove unificate.

- (6) Per gli acciai conformi nella presente norma, la resistenza a trazione, la tensione allo 0,1% e la deformazione sotto carico massimo sono specificati in termini di valori caratteristici; questi valori sono indicati rispettivamente con f_{pk} , $f_{p0,1k}$ e ϵ_{uk} .

3.3.2 Classificazione e geometria

- P(1) I prodotti (fili, trefoli e barre) devono essere classificati in base a quanto segue:
- i) Tipo, indicante il valore della tensione allo 0,1% $f_{p0,1k}$ e il valore della resistenza a trazione f_{pk} , entrambi espressi in N/mm²
 - ii) Classe, indicante il comportamento a rilassamento
 - iii) Dimensione
 - iv) Caratteristiche superficiali
- P(2) Ciascuna fornitura deve essere accompagnata da un documento riportante tutte le informazioni necessarie all'identificazione del prodotto, in funzione delle caratteristiche da i) a iv) descritto in P(1), e informazioni addizionali dove necessario.
- P(3) La differenza tra l'area reale della sezione trasversale dei prodotti e l'area della loro sezione nominale non deve superare i limiti indicati nelle norme specifiche.
- P(4) I fili e le barre non devono presentare alcuna saldatura. I singoli fili costituenti i trefoli possono presentare saldature distanziate fra loro, purché effettuate prima del processo di trafilatura a freddo.
- P(5) Per prodotti in rotoli, la freccia dopo lo srotolamento di un filo o di un trefolo giacente libero su una superficie piana, rapportata a una base di lunghezza specificata, deve essere minore dei valori indicati nelle norme specifiche.
- P(6) Nella presente norma sono definite tre classi di rilassamento (vedere 3.3.5.2):
 Classe 1: per fili e trefoli, alto rilassamento;
 Classe 2: per fili e trefoli, basso rilassamento;
 Classe 3: per barre.
- P(7) Dove richiesto, le caratteristiche superficiali dell'acciaio da precompressione devono essere conformi a quanto specificato nella EN 10138 o in altre norme specifiche.

3.3.3 Proprietà fisiche

- P(1) Possono essere assunti i seguenti valori medi:
- massa volumica 7850 kg/m³
 - coefficiente di dilatazione termica $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

3.3.4 Proprietà meccaniche

3.3.4.1. Resistenza

- P(1) La tensione caratteristica allo 0,1% $f_{p0,1k}$ e la resistenza caratteristica a trazione f_{pk} sono definite rispettivamente come i valori caratteristici del carico allo 0,1% e del carico massimo per trazione assiale divisi per l'area nominale della sezione trasversale.
- P(2) Il rapporto tra il carico massimo reale e il carico massimo specificato non deve essere maggiore dei valori riportati nella EN 10138 o in altre norme relative.

3.3.4.2. Diagramma tensioni-deformazioni

- P(1) I diagrammi tensioni-deformazioni dei prodotti, basati su dati di produzione, devono essere redatti dai produttori e messi a disposizione come allegati ai documenti di accompagnamento delle forniture [vedere 3.3.2 (2)].

3.3.4.3. Caratteristiche di duttilità

- P(1) I prodotti devono avere adeguata duttilità in allungamento, come indicato nelle norme specifiche.
- (2) Si ritiene raggiunta una soddisfacente duttilità in allungamento per un prodotto quando il valore caratteristico della deformazione sotto carico massimo ϵ_{uk} corrisponde ai valori specificati nella EN 10138 (vedere fig. 3.3).

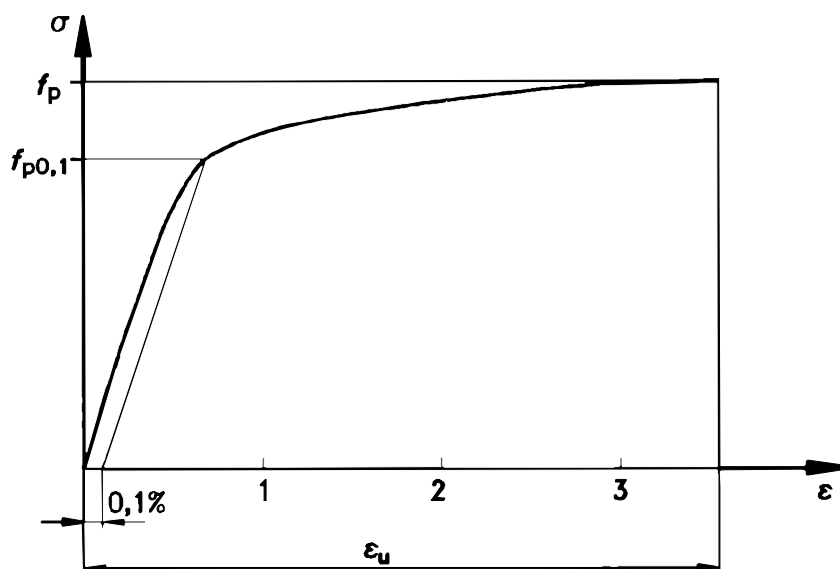


Fig. 3.3 - Diagramma tipico tensioni-deformazioni di un acciaio da precompressione

- P(3) I prodotti devono avere una adeguata duttilità al piegamento.
 (4) Si ritiene raggiunta una adeguata duttilità al piegamento quando i prodotti soddisfano i requisiti di piegabilità indicati da norme specifiche.

3.3.4.4. Modulo di elasticità

- (1) Per fili e barre può essere assunto un valore medio di 200 kN/mm^2 . Il valore reale può oscillare tra 195 e 205 kN/mm^2 in funzione del processo di fabbricazione.
 (2) Per i trefoli può assumersi un valore di 190 kN/mm^2 . Il valore reale può oscillare tra 175 e 195 kN/mm^2 in funzione del processo di fabbricazione. Il valore appropriato deve essere specificato nei certificati di accompagnamento della fornitura.

3.3.4.5. Fatica

- P(1) I prodotti devono possedere adeguata resistenza alla fatica.
 (2) Per i requisiti di resistenza alla fatica degli acciai da precompressione vedere la parte 1E e le norme specifiche.

3.3.4.6. Stati di tensione pluriassiali

- P(1) Il comportamento dei prodotti soggetti a stati di tensione pluriassiali deve essere adeguato.
 (2) Il comportamento di un prodotto soggetto a stati di tensione pluriassiali è da ritenersi adeguato se soddisfa i requisiti indicati nelle norme specifiche.

3.3.5. Proprietà tecnologiche

3.3.5.1. Condizioni della superficie

- P(1) I prodotti devono essere esenti da difetti che possano ridurre le loro prestazioni quali armature di precompressione.
 (2) Le fessure longitudinali non devono essere considerate difetti se la loro profondità è minore dei valori stabiliti nella EN 10138 o in altre norme specifiche.

3.3.5.2. Rilassamento

- P(1) Ai fini del rilassamento i prodotti sono classificati in base alle massime percentuali di perdita di tensione.

3.3.5.3. Sensibilità alla corrosione sotto tensione

- P(1) I prodotti devono avere un livello di sensibilità alla corrosione sotto tensione accettabilmente basso.

- (2) Il grado di sensibilità alla corrosione sotto tensione è ritenuto accettabile quando soddisfa i criteri espressi nelle norme specifiche.

3.4. Dispositivi di precompressione

(Vedere la nota che precede 3.2)

Nota: Per il NAD italiano, il contenuto del punto 3.4 è indicativo. Operativamente si rinvia alla Sezione II, punto 4.3.4.1. del D.M. 9/1/96.

3.4.1. Ancoraggi e accoppiatori (dispositivi di giunzione)

3.4.1.1. Generalità

- P(1) Questa sezione si riferisce al dispositivo di ancoraggio (ancoraggi) e di giunzione (accoppiatori) da applicare alle strutture post-tese, dove:
- i) gli ancoraggi sono utilizzati per trasmettere le forze delle armature di precompressione al calcestruzzo nelle zone di ancoraggio
 - ii) gli accoppiatori sono utilizzati per collegare tratti individuali di armature di precompressione al fine di ottenere armature continue
- P(2) Le prestazioni fornite, i metodi di prova, gli attestati di conformità devono essere definiti in norme specifiche o in documenti di approvazione europei (da sviluppare).
- P(3) Nello stabilire i requisiti prestazionali si deve prendere in considerazione quanto segue:
- i) l'efficienza relativa del complesso armatura-ancoraggio/accoppiatore, comparando l'effettivo carico di rottura del complesso con quello dell'armatura
 - ii) l'allungamento a rottura dell'armatura ancorata/accoppiata
 - iii) la resistenza a fatica dell'armatura ancorata/accoppiata
 - iv) il carico che può essere trasferito per mezzo dell'ancoraggio al calcestruzzo, tenendo conto della localizzazione dell'ancoraggio nella sezione trasversale, della distanza relativa fra gli ancoraggi, della resistenza del calcestruzzo e dell'armatura ordinaria predisposta nella zona di ancoraggio.
- P(4) I requisiti necessari per l'utilizzo di ancoraggi e accoppiatori devono essere definiti in benefici tecnici di approvazione. Le disposizioni costruttive della zona di ancoraggio devono essere conformi a 4.2.3 e 5.4.
- P(5) Nella definizione dei metodi di prova si considereranno due modalità:
- i) modalità a: quando componenti di geometria nota e specifiche dei materiali note, sono scelti a caso dalla produzione o dal magazzino
 - ii) modalità b: quando i componenti sono selezionati dal produttore o quando prototipi di ancoraggi o accoppiatori devono essere sottoposti a controlli sperimentali.

3.4.1.2. Proprietà meccaniche

3.4.1.2.1. Armature ancorate

- P(1) I complessi armatura-ancoraggio e i complessi armatura-accoppiatore devono avere resistenza, allungamento e caratteristiche di comportamento a fatica sufficienti a soddisfare i requisiti base di cui in 2.
- (2) Ciò può essere assunto se:
- i) la geometria e le caratteristiche dei materiali costituenti i componenti dell'ancoraggio e dell'accoppiatore sono tali da escludere un cedimento prematuro degli stessi
 - ii) l'allungamento a rottura dei complessi non è eccessivo
 - iii) i complessi armatura-ancoraggio non sono collocati in zone altrimenti molto sollecitate.
- Per i requisiti di resistenza a fatica di ancoraggi e accoppiatori si farà riferimento a specifici documenti di approvazione.

3.4.1.2.2. Dispositivi di ancoraggio e zone di ancoraggio

- P(1) Le resistenze dei dispositivi di ancoraggio e delle zone di ancoraggio devono essere tali da consentire il trasferimento della forza dell'armatura al calcestruzzo e che la formazione di fessure nella zona di ancoraggio non riduca l'efficienza dell'ancoraggio.
- (2) Si ritiene che ciò sia verificato quando:

- i) la resistenza dei dispositivi di ancoraggio è maggiore al carico di rottura caratteristico dell'armatura, sia in condizioni di carico statico che sotto un limitato numero di cicli di carico
- ii) sono soddisfatti i requisiti della presente norma sulla disposizione delle armature.

3.4.2. Condotti e guaine

3.4.2.1. Generalità

- P(1) Questa sezione concerne le strutture di calcestruzzo post-teso dove le armature sono messe in tensione entro condotti interni.
- P(2) Per armature rese aderenti, dove i condotti sono iniettati dopo la messa in tensione, la forma (profilo) del condotto deve essere tale da consentire il corretto trasferimento delle forze dalle armature al calcestruzzo.
- P(3) I requisiti prestazionali, i metodi di prova e i metodi di attestazione di conformità devono risultare da norme specifiche.
- P(4) I requisiti richiesti per l'utilizzo di condotti e guaine devono risultare da benestare tecnico.
- (5) Le guaine saranno di regola realizzate con materiali adeguati come indicato in norme specifiche (da redigere).