

## ANEXO 1

**Consideraciones para el modelo**

Las formas, funciones, características, resistencias y calidad de los materiales tienen un impacto significativo en la resistencia sísmica de las estructuras. Las propiedades mecánicas de los materiales deben estar basadas en información disponible de la estructura. Es importante investigar las prácticas locales relativas al diseño sísmico cuando se analiza una estructura. La evaluación de demandas y capacidad de estructuras de concreto armado debe considerar los lugares donde los máximos efectos se producen. Debe analizarse donde las secciones cambian y conducen a una disminución de resistencia y donde pueden producirse fallas en la estructura.

Las fallas por baja ductilidad típicamente incluyen un comportamiento en compresión. Es recomendable que los esfuerzos, fuerzas y momentos actuantes que causan este tipo de fallas sean determinados de un análisis por estados límites de daño que considere posibles resistencias localizados en un análisis no lineal [26].

**A1.1 Modelo del concreto**

El refuerzo transversal debe ser tomado en cuenta para mejorar la capacidad de deformación y la resistencia a compresión del concreto. La deformación máxima de agotamiento del concreto se calcula con la ecuación (8.1) y no debe ser mayor de 0.02, la resistencia a la compresión incluyendo el efecto de confinamiento por los estribos se muestra en la ecuación (8.2) [36].

$$\varepsilon_{cu} = 0.005 + 0.1 \rho'' f_y / f'_c \leq 0.02 \quad (8.1)$$

$$f_{cc} = (1 + \rho'' f_y / f'_c) f'_c \quad (8.2)$$

En la figura 8.1 8.1 se muestra el modelo del concreto utilizado en el análisis [24]. Este modelo considera el aumento de resistencia a compresión del concreto debido al confinamiento de los estribos.

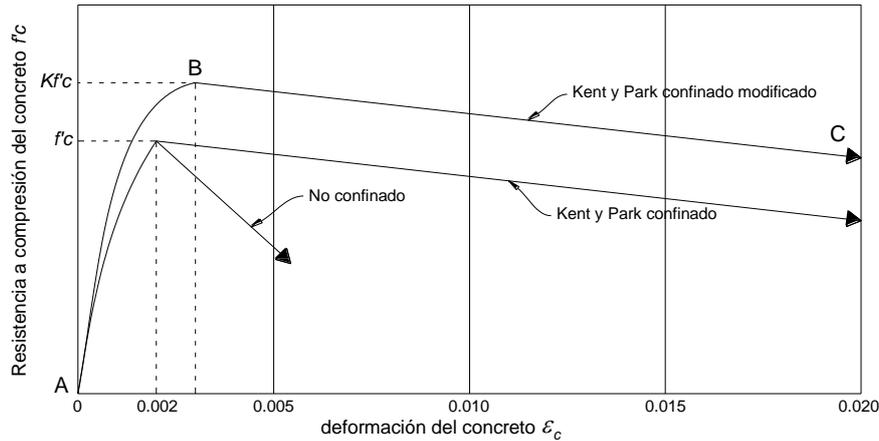


Figura 8.1 Modelo modificado de Kent y Park para la curva esfuerzo deformación del concreto confinado por estribos rectangulares [24].

$$K = 1 + \frac{\rho'' f_y}{f'_c} \quad (8.3)$$

Región AB ( $\varepsilon_c < 0.002K$ )

$$f_c = Kf'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right)^2 \right] \quad (8.4)$$

Región BC ( $\varepsilon_c < 0.002K$ )

$$f_c = Kf'_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - 0.002K)] \quad (8.5)$$

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s_h}} - 0.002K} \quad (8.6)$$

Se puede observar una clara compatibilidad entre los criterios del modelo propuesto por Park et. al. con las disposiciones del ATC-40. La resistencia a compresión del concreto confinado de ambos criterios es el mismo y el ATC-40 agrega un límite a la deformación de agotamiento ya que valores superiores a este conllevan al pandeo de barras longitudinales.

### A1.2 Modelo del acero

Cuando se evalúa el esfuerzo del acero a valores muy superiores al de la fluencia debe de utilizarse un modelo como se muestra en la figura 8.2. Esto es especialmente cierto cuando los requerimientos de ductilidad implican alcanzar deformaciones muchas veces más grandes que la deformación de fluencia. Para el acero de refuerzo se consideró un modelo que considere el endurecimiento del acero de refuerzo [25].

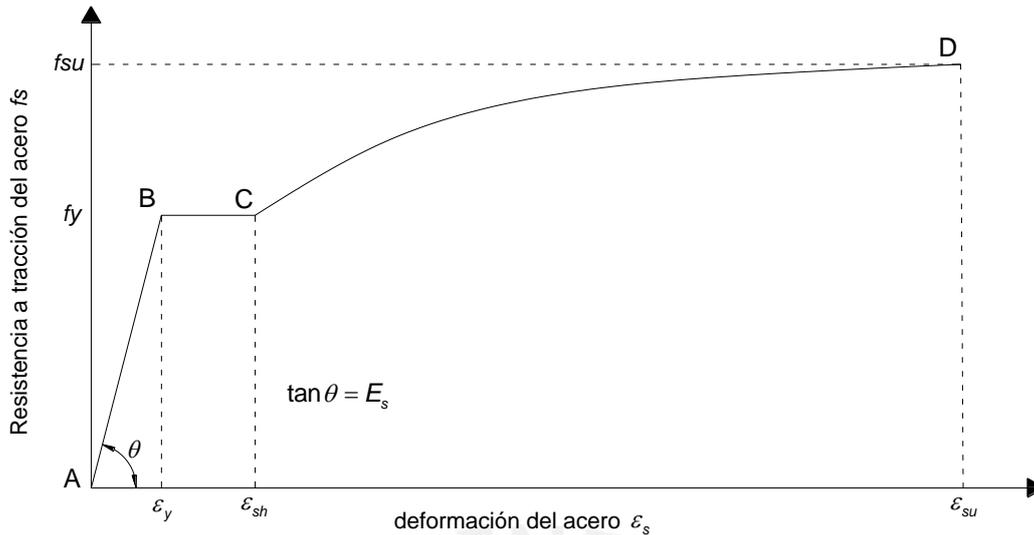


Figura 8.2 Idealización de la curva de esfuerzo deformación del acero en tensión o compresión [25]

Región AB ( $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ )

$$f_s = \varepsilon_s E_s \quad (8.7)$$

Región BC ( $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ )

$$f_s = f_y \quad (8.8)$$

Región CD ( $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ )

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (8.9)$$

$$m = \frac{(f_{su} / f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (8.10)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (8.11)$$

El módulo de elasticidad del acero debe considerarse como  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  [14]. El valor de  $\varepsilon_y$  para el acero grado 60 es 0.0021.

En el análisis se consideró  $\varepsilon_{sh}$  igual a 0.005 debido a que la plataforma de fluencia del acero grado 60 usualmente alcanza valores de entre 2 a 3 veces del valor de  $\varepsilon_y$  como se muestra en la figura 8.3. La máxima deformación a tensión del acero de refuerzo  $\varepsilon_{su}$  no debe exceder de 0.05 [36].

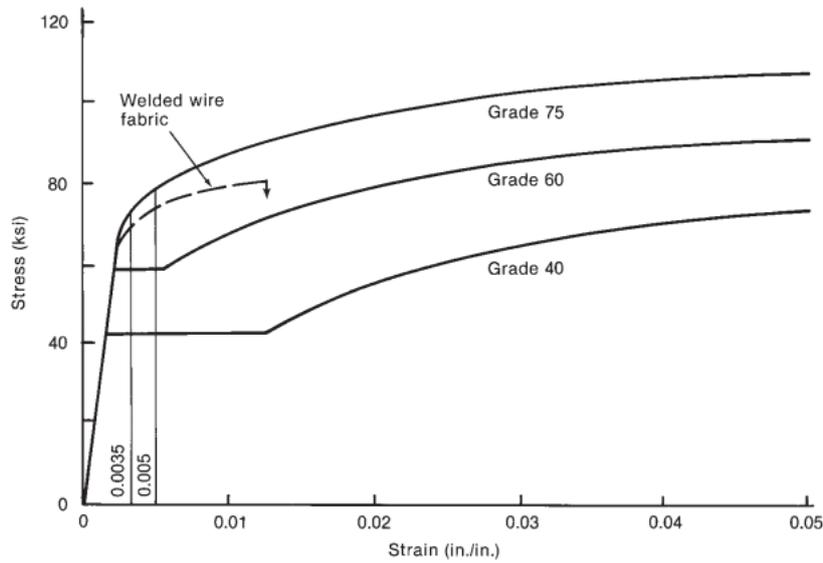


Figura 8.3. Curvas esfuerzo deformación típicas de aceros de refuerzo [37]

### A1.3 Modelo de la mampostería confinada

Si bien durante un sismo la mampostería sufre daños considerables por la interacción tabique pórico, esta ayuda al comportamiento global de la estructura. Se debe tener en cuenta esta condición en la construcción para hacer los análisis reales de vulnerabilidad sísmica [38]. En la figura 8.4 se muestra una gráfica de la influencia de la mampostería en la curva de capacidad de un edificio de tres niveles.

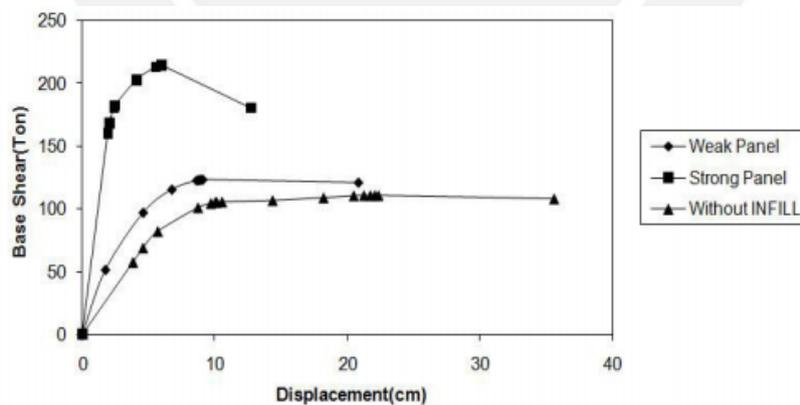


Figura 8.4. Curvas de Capacidad de Pórticos de 3 niveles con y sin tabiques sujetas a fuerzas laterales rectangulares [38]

Para el modelo se consideraron las siguiente características de la mampostería [14, 27].

Peso unitario: 1800 kg/m<sup>3</sup>

Resistencia a compresión: 170 kg/cm<sup>2</sup>

Las propiedades no lineales de la mampostería se consideraron utilizando los ensayos realizados por el laboratorio de la PUCP [27]. Estos ensayos se acercan a las condiciones reales de los muros confinados utilizados en los colegios analizados. En los ensayos se consideraron los materiales y el confinamiento típico utilizado de estas estructuras en Perú. En la figura 8.5 se muestra los resultados del ensayo del muro de corte donde V es la fuerza cortante y D1 es el desplazamiento en el plano del muro. M5 representa a un muro que tiene columnetas con refuerzo tradicional y M6 a un muro con columnetas con refuerzo eletrosoldado.

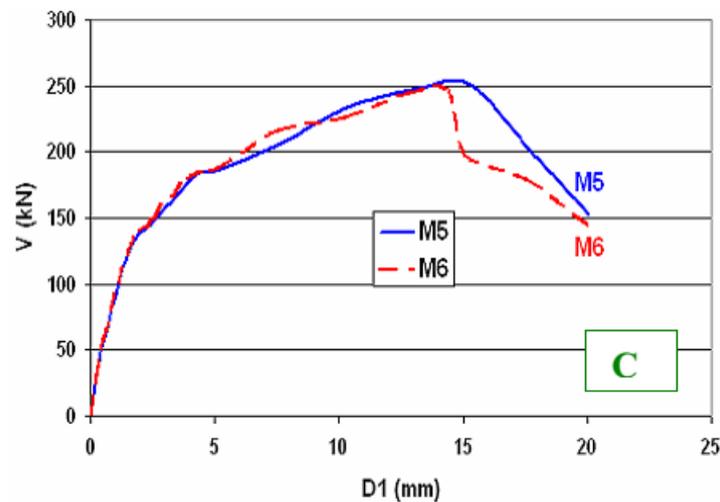


Figura 8.5 Modelo de Ensayo de Muros PUCP [27]

#### A1.4 Diagramas Momento Curvatura

Los diagramas momento curvatura se utilizan para describir el comportamiento a flexión y la ductilidad de los elementos estructurales. Para ello debe escogerse un modelo del esfuerzo deformación para el concreto y para el acero. Con los diagramas momento curvatura construidos puede observarse las curvaturas de agrietamiento, fluencia y agotamiento [37]. Las propiedades no lineales de los elementos estructurales se consideraron a través de sus diagramas momento curvatura y asignación de rótulas plásticas en los extremos.

#### A1.5 Longitud de Rótula Plástica

En el modelo se definieron las longitudes de las rótulas plásticas en las vigas y columnas donde las deformaciones plásticas se concentran. Se utilizó la siguiente ecuación [39]:

$$L_p = 0.08z + 0.022d_b f_y \quad (8.12)$$

Donde:

$z$  = distancia de la sección crítica al punto de contraflexión

$d_b$  = diámetro del refuerzo longitudinal

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

## ANEXO 2

### Funciones de Distribución

#### A2.1 Función de Distribución Lognormal

La distribución lognormal se utiliza en una amplia variedad de aplicaciones. La distribución se aplica en casos donde una transformación de logaritmo natural tiene como resultado una distribución normal [40].

La variable aleatoria continua  $X$  tiene una distribución logarítmica normal si la variable aleatoria  $Y = \ln(X)$  tiene una distribución normal con media  $\mu$  y desviación estándar  $\sigma$ . La función de  $X$  que resulta es:

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma x} e^{-\frac{[\ln(x)-\mu]^2}{2\sigma^2}}, & x \geq 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases}$$

La media y varianza de la distribución lognormal son:

$$E(x) = e^{\mu + \sigma^2/2}, \quad \text{Var}(x) = e^{2\mu + \sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1)$$

La función de distribución acumulada es bastante simple debido a su relación con la distribución normal.

#### A2.2 Función de Distribución Beta

Una variable aleatoria tiene una distribución beta con parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  ( $\alpha > 0$  y  $\beta > 0$ ) si  $X$  tiene una distribución continua f.d.p. es la siguiente [17]:

$$f(x | \alpha, \beta) = \begin{cases} \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1}, & \text{para } 0 < x < 1, \\ 0, & \text{en otro caso.} \end{cases}$$

Para comprobar que el valor de la integral de esta f.d.p. sobre la recta es 1, se debe demostrar que para  $\alpha > 0$  y  $\beta > 0$ , donde  $\Gamma$  es la función gamma.

Se definirá ahora

$$E(X) = \frac{\alpha}{\alpha + \beta}$$

$$\text{Var}(X) = \frac{\alpha(\alpha + 1)}{(\alpha + \beta)^2 (\alpha + \beta + 1)}$$

### A2.3 Impulsos cortos. Función delta de Dirac

Los fenómenos de naturaleza impulsiva, tales como la acción de fuerzas muy grandes en intervalos de tiempo muy cortos, son de gran interés práctico, ya que ocurren en varias aplicaciones. Esta situación ocurre, por ejemplo, cuando se golpea una pelota de tenis, cuando un sistema recibe el impacto de un martillo, cuando un avión realiza un aterrizaje “difícil”, cuando un barco es golpeado por una ola de gran tamaño, etc.

En mecánica, el impulso de una fuerza  $f(t)$  durante un intervalo de tiempo, por ejemplo,  $a \leq t \leq a + k$  se define como la integral de  $f(t)$  de “a” a “a+k”. El análogo para un circuito eléctrico es la integral de la fuerza electromotriz aplicada al circuito, integrada de “a” a “a+k”. De particular interés práctico es el caso de una “k” muy breve (y su límite  $k \rightarrow 0$ ), es decir, el impulso de una fuerza que actúa solo por un instante. Para manejar el caso, se considera la función [41]:

$$f_k(t) = \begin{cases} 1/k, & \text{si } a \leq t \leq a + k, \\ 0, & \text{caso contrario.} \end{cases}$$

La función delta de Dirac representa el fenómeno de las variables que se tiene en la función de distribución DV|EDP. A partir de cierto EDP la estructura se vuelve irreparable, motivo por el cual la pérdida se modela como una función delta de dirac que representa el costo de reposición del edificio.