

บทที่ 5

สภาวะสุดท้ายบริการ

สภาวะสุดท้ายบริการ หมายถึงสภาวะที่โครงสร้างหรือองค์อาคารสูญเสียความเหมาะสมในการทำงานเนื่องจากถูกใช้งานจนเกินขอบเขตที่ยอมรับได้ แม้ว่าโครงสร้างเหล่านั้นยังคงรับน้ำหนักบรรทุกได้อย่างปลอดภัยก็ตาม โดยสภาวะสุดท้ายบริการดังกล่าว ได้แก่ การโก่งตัว (Deflection) การแตกร้าว (Cracking) การสั่นสะเทือน (Vibration) ความล้า (Fatigue) การทนไฟ (Fire Endurance) การคืบตัวและการหดตัว (Creep and Shrinkage) และ ความทนทาน (Durability)

5.1 การโก่งตัว (Deflection)

โดยทั่วไปการโก่งตัวจะเกี่ยวข้องกับสภาวะการรับน้ำหนักใช้งานปกติซึ่งขึ้นส่วนจะรับน้ำหนักบรรทุกคงที่อย่างเต็มที่คงค้างไว้ร่วมกับบางส่วนของน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งการกำหนดความปลอดภัยในการออกแบบจะทำให้แน่ใจได้ว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานหน่วยแรงทั้งในเหล็กเสริมและคอนกรีตจะยังคงอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยปกติการโก่งตัวที่เกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักกระทำจะเรียกว่า "การโก่งตัวทันทีทันใด" (Immediate Deflection) นอกจากนี้ยังจะมีการเสียรูปที่เกิดขึ้นทีละน้อยตลอดระยะเวลาการรับน้ำหนักซึ่งเรียกว่า "การโก่งตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลา" (Time-Dependent Deflection) ซึ่งจะเกิดขึ้นเนื่องจาก การคืบ (Creep) และการหดตัว (Shrinkage) ของคอนกรีตอันเป็นผลให้ชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กยังคงเสียรูปอย่างต่อเนื่องเมื่อเวลาผ่านไป

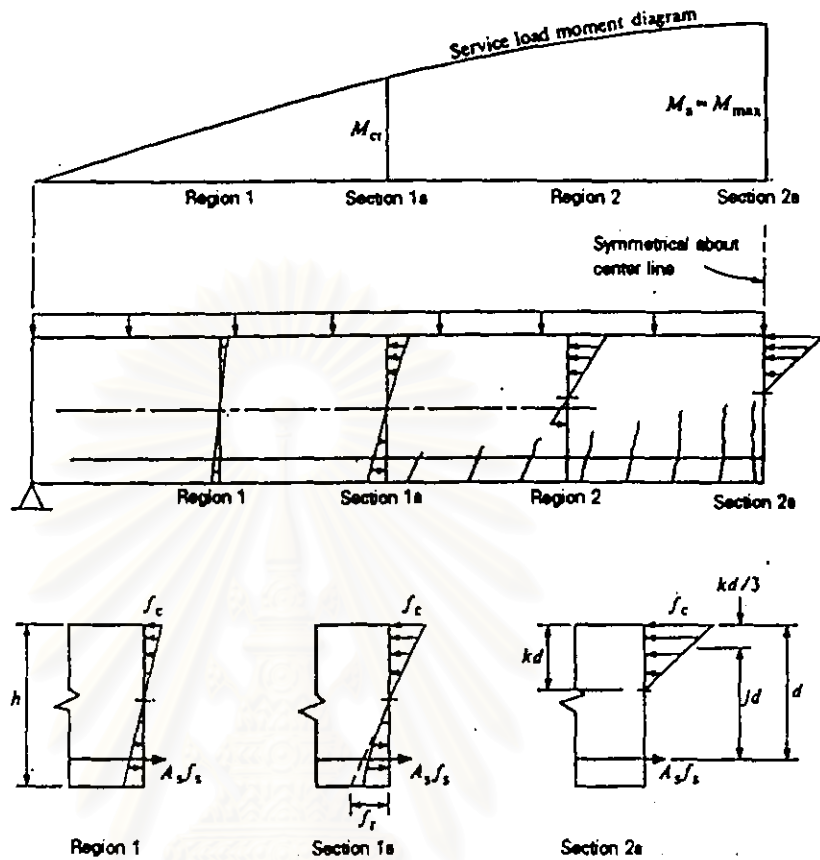
5.1.1 การโก่งตัวทันทีทันใด

ปัจจัยซึ่งมีผลกระทบต่อการโก่งตัวของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กกับแรงค้ำภายใต้น้ำหนักใช้งานคือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต, การกระจายของน้ำหนักบรรทุก, สภาพของจุดรองรับ, การเปลี่ยนแปลงของหน้าตัด, ระดับน้ำหนักบรรทุก, และการแตกร้าวบนช่วงคาน ซึ่งการโก่งตัวในช่วงยืดหยุ่นจะเขียนอยู่ในรูปความสัมพันธ์ทั่วไปคือ

$$\Delta = K \frac{M_o L^2}{E_c I_c} \quad (5.1)$$

เมื่อ

M_o = ค่าข้างอิงโมเมนต์ คัดเช่นค่าโมเมนต์ค้ำสูงสุด



รูปที่ 5.1 สภาวะต่างๆของหน่วยแรงและการแตกร้าวในคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

- L = ความยาวของช่วงคาน
- E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
- I_c = โมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลของคาน
- K = สัมประสิทธิ์การโก่งตัวซึ่งขึ้นอยู่กับการกระจายน้ำหนักและสภาวะของจุดรองรับ

ผลของการแตกร้าวแสดงให้เห็นได้ดังในรูปที่ 5.1 โดยคอนกรีตจะยังไม่แตกร้าวในบริเวณที่โมเมนต์ต่ำ และแตกร้าวบริเวณที่โมเมนต์สูงซึ่งจะเกิดมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับขนาดของโมเมนต์กระทำ ซึ่งความลึกและความกว้างของรอยแตกร้าวจะแปรเปลี่ยนตามลักษณะไดอะแกรมของโมเมนต์โดยคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวจะยังคงช่วยรับแรงดึงได้บ้างอันเป็นผลให้ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจริงจิ่งของหน้าตัด อยู่ระหว่างค่าที่ไม่แตกร้าว I_{cr} และแตกร้าวเต็มที่ I_{cr} ดังนั้นค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจริงจิ่งเป็นค่าเฉลี่ยตลอดความยาวของคานซึ่งถ้าโมเมนต์สูงสุดมีค่าน้อยมากจะทำให้หน่วยแรงในคอนกรีตไม่เกินค่าโมดูลัสการแตกร้าว f_r ก็จะไม่เกิดการแตกร้าวขึ้นดังนั้นหน้าตัดไม่แตกร้าวที่ค้ำึงถึงผลของเหล็กเสริม M_{cr} จะต้านทานหน่วยแรงที่เกิดขึ้นหรืออาจจะพิจารณาโดยใช้โมเมนต์ความเฉื่อยทั้งหมดของหน้าตัด I_g ในกรณีที่โมเมนต์ตัดสูงขึ้นจนหน้าตัดเกิดการแตกร้าว ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจะแปรเปลี่ยนตลอดความยาวของคานซึ่งขึ้นอยู่กับการกระจายน้ำหนักและรูป

ช่างการแตกร้าวทำให้หาได้ยากมาก ดังนั้นจึงอาจพิจารณาโดยกำหนดโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล ซึ่งจะมีค่าอยู่ระหว่างค่าของหน้าตัดแตกร้าวและหน้าตัดที่ไม่แตกร้าว ซึ่งโดยอาศัยผลทดสอบ ให้แนะนำให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ดังนี้

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m I_{ucr} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] I_{cr} \leq I_{ucr} \tag{5.2}$$

โดยที่

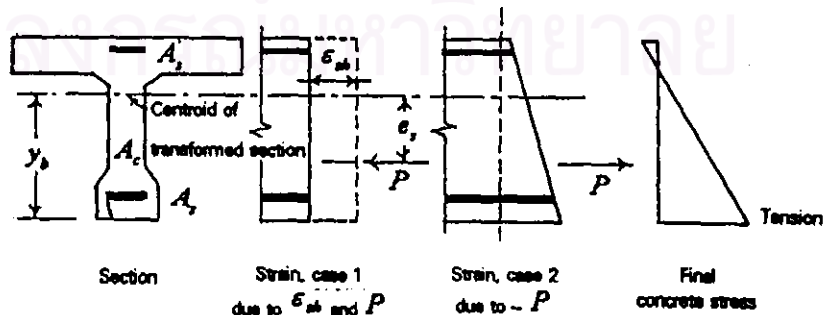
$$M_{cr} = \frac{f_r I_{ucr}}{y_t} \tag{5.3}$$

เมื่อ

- M_{cr} = โมเมนต์ดัดเมื่อคานเกิดการแตกร้าว
- y_t = ระยะทางจากเซนทรอยด์ของหน้าตัดถึงผิวรับแรงดึง
- m = ค่าคงที่

5.1.2 การโค้งตัวระยะยาวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีต

การหดตัวของคอนกรีตเป็นสาเหตุให้ชิ้นส่วนหดสั้นลงซึ่งจะถูกต้านทานโดยเหล็กเสริมทำให้เกิดหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมและแรงดึงในคอนกรีต สำหรับหน้าตัดสมมาตรเสริมเหล็กสมมาตรจะทำให้เกิดความเครียดสม่ำเสมอ ดังนั้นจะไม่เกิดความโค้งจากการหดตัว (Shrinkage Curvature) แต่โดยทั่วไปหน้าตัดหรือการเสริมเหล็กจะไม่สมมาตรซึ่งเป็นเหตุให้การกระจายความเครียดไม่สม่ำเสมออันทำให้เกิดความโค้งขึ้นในหน้าตัดของชิ้นส่วน



รูปที่ 5.2 การหดตัวของชิ้นส่วนที่เสริมเหล็กไม่สมมาตร

ซึ่งสมการสำหรับความโค้งเนื่องจากการหดตัวสำหรับหน้าตัดแตกช้าสามารถพิจารณาได้โดยใช้ทฤษฎียืดหยุ่นที่สมมุติว่าระนาบหลังการหดตัวจะยังคงรักษาความเป็นความเป็นระนาบของหน้าตัดก่อนการหดตัว พิจารณาตั้งรูปที่ 5.2 ซึ่งจะอาศัยวิธีการแปลงหน้าตัด (Transformed Area) และกฎการรวมผล (Superposition) โดยกำหนดให้หน่วยความเครียดจากการหดตัวของคอนกรีต ที่ไม่ถูกยึดรั้ง (ดูความเครียดกรณีที่ 1 ในรูปที่ 5.2) จะเห็นว่าเมื่อแรงภายนอกกระทำต่อเหล็กเสริมเพื่อให้หดตัวลงในปริมาณเท่ากันซึ่งแรงนี้คือ

$$P = A_s E_s \epsilon_{sh} \quad (5.4)$$

เมื่อ A_s พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทั้งหมด $= A_s + A_s'$ แรง P กระทำที่เซนทรอยด์ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทั้งหมดซึ่งอยู่ที่ระยะ y , จากเซนทรอยด์ของหน้าตัดแปลง A ที่มีโมเมนต์ความเฉื่อยรอบเซนทรอยด์ I และระยะจากผิวล่างถึงเซนทรอยด์ y , ซึ่งหน่วยแรงที่สภาวะน้ำหนักบรรทุกสมมุตินี้เป็นศูนย์ในคอนกรีตและ

$$f_{s1} = \frac{P}{A_s} = \epsilon_{sh} E_s \quad (5.5)$$

ซึ่งเป็นแรงอัดในเหล็กเสริมและเพื่อกำจัดแรงภายนอก P แรงที่เท่ากันในทิศตรงข้ามจะต้องกระทำกับหน้าตัดตั้งความเครียดกรณีที่ 2 ซึ่งแทนแรงดึงเชิงศูนย์และก่อให้เกิดหน่วยแรงในคอนกรีต (แรงดึงมีเครื่องหมายเป็นบวก) คือ

$$f_{c2} = \frac{P}{A} \frac{Pe_s y}{I} \quad (5.6)$$

เมื่อ y = ระยะทางจากผิวที่พิจารณาถึงแกนละเทิน และเป็นผลให้เกิดหน่วยแรงในเหล็กเสริมคือ

$$f_{s2} = n f_{c2} \quad (5.7)$$

เมื่อ

f_{c2} = หน่วยแรงในคอนกรีตที่ผิวด้านที่จะหาหน่วยแรงในเหล็กเสริม

n = อัตราส่วนโมดูลัส (Modular Ratio) ของเหล็กเสริมและคอนกรีตซึ่งต้องใช้โมดูลัสยืดหยุ่นประสิทธิภาพของคอนกรีตคือ $E_c (1 + C_r)$ เนื่องจากการหดตัวเป็นผลจากการรับน้ำหนักคงค้าง

C_r = สัมประสิทธิ์การคืบของคอนกรีต

ดังนั้นหน่วยแรงที่เกิดจากการหดตัวของคอนกรีตคือ $f_s = f_{s1} + f_{s2}$ และ $f_c = f_{c2}$ และความเครียดสามารถคำนวณหาได้จากหน่วยแรงทั้งสองนี้ ดังนั้นความโค้งจากการหดตัวของคอนกรีตคือ

$$\phi = \frac{\epsilon_{ct} + \epsilon_{cb}}{h} \quad (5.8)$$

เมื่อ ϵ_{ct} และ ϵ_{cb} คือความเครียดในคอนกรีตที่ผิวด้านบนและด้านล่าง (บวกกันเมื่อด้านหนึ่งเป็นแรงดึงและอีกด้านหนึ่งเป็นแรงอัดและลบกันเมื่อแรงทั้งสองเป็นแรงอัดหรือแรงดึง) และ h คือความลึกทั้งหมดของหน้าตัด

นอกจากวิธีหาความโค้งจากการหดตัวแล้ว Branson⁽⁶⁵⁾ ได้แนะนำความสัมพันธ์ที่ได้จากการทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กดังนี้

สำหรับ $\rho - \rho' < 0.03$

$$\phi_{sh} = 0.70 \frac{\epsilon_{sh}}{h} [100(\rho - \rho')]^{1/3} \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho} \right)^{1/2} \quad (5.9)$$

และสำหรับ $\rho - \rho' > 0.03$

$$\phi_{sh} = \frac{\epsilon_{sh}}{h} \quad (5.10)$$

เมื่อ

$$\rho = A_s / bd, \quad \rho' = A_s' / bd$$

A_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

A_s' = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัด

b = ความกว้างของหน้าตัด

d = ความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด

ϕ_{sh} = ความโค้งจากการหดตัวมีค่าคงที่ตลอดความยาวของชิ้นส่วนที่พิจารณา

การโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตจะได้จาก

$$\Delta_{sh} = K_{sh} \phi_{sh} L^2 \quad (5.11)$$

โดยที่ K_{cr} สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับจุดรองรับมีค่าเท่ากับ 0.5 สำหรับจุดรองรับธรรมดา, เท่ากับ 0.125 สำหรับคานายื่น, และเท่ากับ 0.063 เมื่อปลายทั้งสองยึดแน่น

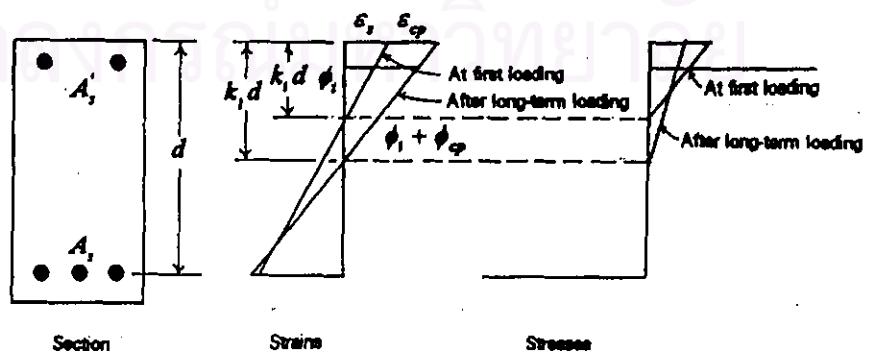
5.1.3 การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคอนกรีต

การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นปัจจัยหลักที่ต้องพิจารณาเนื่องจากจะมีค่ามากกว่าผลรวมของการโก่งตัวจากผลอื่น ๆ ในการวิเคราะห์อย่างละเอียดจะต้องรวมผลของการรับน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกันด้วยซึ่งทำให้ยุ่งยากมากเพราะว่าจะต้องการข้อมูลสำหรับคุณลักษณะของการคืบกับเวลาที่เปลี่ยนไปของคอนกรีตและประวัติของการรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นโดยมากจะเลือกใช้วิธีการอย่างประมาณโดยอาจจะไม่สามารถให้เห็นผลของการวิเคราะห์ได้

ในรูปที่ 5.3 แสดงการกระจายของความเครียดกับหน่วยแรงสำหรับหน้าตัดคานที่รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานอย่างทันทีทันใดและหลังจากการรับน้ำหนักบรรทุกในระยะยาว อนึ่งการคืบของคอนกรีตภายใต้โมเมนต์ดัดคงที่จะเป็นผลในการเพิ่มความเครียดบนผิวรับแรงอัดอย่างมากซึ่งทำให้ เพิ่มความลึกของแกนสะเทิน, เพิ่มหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัด, และลดหน่วยแรงในคอนกรีตลง ในขณะที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเพราะว่าแกนของแรงคู่ควบถูกทำให้ลดลง ดังนั้นอัตราส่วนของความโค้งเนื่องจากการคืบต่อความโค้งทันทีทันใดดังในรูปที่ 5.3 อาจเขียนได้ดังนี้

$$\frac{\phi_{cp}}{\phi_i} = \frac{\epsilon_{cp} k_i}{\epsilon_i k_r} \left(1 - \frac{k_i}{k_r} \right) = k_r \frac{\epsilon_{cp}}{\epsilon_i} \tag{5.12}$$

เมื่อ ϵ_{cp} และ ϵ_i คือความเครียดของคอนกรีตบนผิวรับแรงอัดเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทันทีทันใดและจากการคืบตามลำดับ $k_i d$ และ $k_r d$ คือความลึกแกนสะเทินเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทันทีทันใดและการคืบตามลำดับ C_i คือสัมประสิทธิ์การคืบ, และ k_r คือค่าตัวคูณที่น้อยกว่าหนึ่ง



รูปที่ 5.3 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกเริ่มแรกและเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกระยะยาว ในชิ้นส่วนรับแรงดัดเมื่อเกิดการคืบของคอนกรีต

จะเห็นว่า $k_t / k_r < 1$ และ $\epsilon_{cp} / \epsilon_t < C_t$ ดังนั้นความโค้งจากการคืบจะน้อยกว่าจากการรับน้ำหนักบรรทุกทันทีทันใดคูณด้วยสัมประสิทธิ์การคืบ โดยอาศัยผลทดสอบ Branson⁽⁶⁵⁾ และนำไปพิจารณาการโก่งตัวในลักษณะเดียวกับการพิจารณาความโค้งซึ่งจะได้ว่า

$$\frac{\Delta_{cp}}{\Delta_t} = k_r \frac{\epsilon_{cp}}{\epsilon_t} = k_r C_t$$

$$\Delta_{cp} = k_r C_t \Delta_t \quad (5.13)$$

โดยแนะนำให้ใช้

$$k_r = 0.85 - 0.45 \frac{A_s}{A_g} \geq 0.40 \quad (5.14)$$

5.1.4 การพิจารณาการโก่งตัวของชิ้นส่วนรับแรงดัด

ACI Committee 435^(67,68) และ ACI 318-95⁽¹⁾ ได้แนะนำการคำนวณหาการโก่งตัวของคานโดยการคำนวณหาการโก่งตัวทันทีที่ทันใดจะกำหนดให้ใช้ I_c ในรูปของสมการที่ 5.2 โดยกำหนดให้ใช้ I_g แทน I_{ucr} และกำหนดให้ m มีค่าเท่ากับ 3 ดังนั้นจะได้

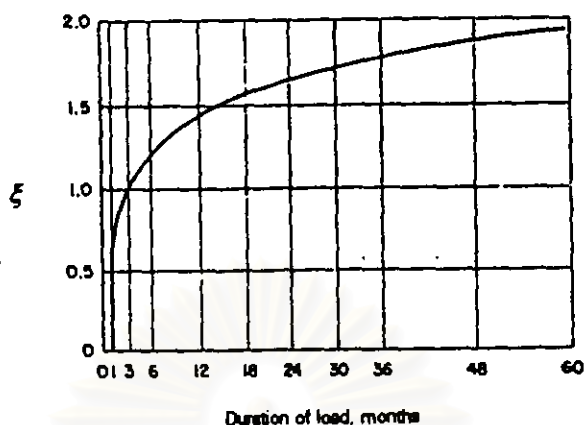
$$I_c = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_g \leq I_g \quad (5.15)$$

โดยที่

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (5.16)$$

สำหรับการโก่งตัวระยะยาวได้อาศัยการศึกษาจากข้อมูลผลทดสอบโดยกำหนดให้การโก่งตัวในระยะยาว Δ เป็นผลรวมเนื่องจากผลของการหดตัวและการคืบซึ่งจะคำนวณโดยคูณการโก่งตัวทันทีที่ทันใด Δ_t ด้วยตัวคูณ λ ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho} \quad (5.17)$$



รูปที่ 5.4 การแปรเปลี่ยนตัวคูณ ξ ที่ขึ้นอยู่กับเวลาสำหรับการโก่งตัวระยะยาวที่กำหนดโดย ACI318-95⁽¹⁾

โดยที่ ξ คือสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับเวลาโดยรวมผลของการหดตัวและการคืบของคอนกรีตซึ่งแสดงไว้ดังในรูปที่ 5.4 และ $1/(50+\rho')$ เป็นตัวคูณในผลของเหล็กเสริมรับแรงอัด

5.1.5 พิกัดควบคุมการโก่งตัว

ACI 318-95⁽¹⁾ ได้กำหนดพิกัดสำหรับควบคุมการโก่งตัวตามสถานะต่างๆไว้ดังแสดงในตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 ค่าการโก่งตัวที่มากที่สุดจากการคำนวณที่ยอมให้ตาม ACI318-95⁽¹⁾

ชนิดขององค์อาคาร	ระยะโก่งตัวที่พิจารณา	พิกัดระยะโก่ง
หลังคาราบซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชั้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการโก่งตัวมาก	ระยะโก่งตัวทันทีเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก	// 180
พื้นซึ่งไม่รองรับหรือไม่ติดกับชั้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการโก่งตัวมาก	ระยะโก่งตัวทันทีเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก	// 360
หลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือติดกับชั้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะเกิดความเสียหายเนื่องจากการโก่งตัวมาก	ส่วนของระยะโก่งตัวทั้งหมดที่เกิดขึ้นหลังจากการยึดติดกับชั้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (ผลรวมของระยะโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นตามเวลาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงค้างทั้งหมดและระยะโก่งที่เกิดขึ้นทันทีเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น	// 480
หลังคาหรือพื้นซึ่งรองรับหรือติดกับชั้นส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้างซึ่งคาดว่าจะไม่เกิดความเสียหายเนื่องจากการโก่งตัวมาก	เพิ่มขึ้นตามเวลาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงค้างทั้งหมดและระยะโก่งที่เกิดขึ้นทันทีเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น	// 240

สำหรับ CEB-MC90⁽³⁾ แนะนำให้ใช้การตรวจสอบค่าความยาวช่วงต่อการโค้งตัวสูงสุด $(l/a)_{lim}$ อย่างง่ายให้มีค่าไม่เกิน 300 สำหรับกรณีทั่วไป และมีค่าไม่เกิน 250 สำหรับแผ่นพื้นไร้คาน

5.2 การแตกร้าว (Cracking)

กลไกการแตกร้าว จะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงดึง ในคอนกรีต มีค่าเกินกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (ดังแสดงในรูปที่ 5.5ข) ที่รอยแตกร้าวแรงทั้งหมดจะถูกรับด้วยเหล็กเสริม แรงยึดเหนี่ยวจะทำให้เกิดหน่วยแรงในคอนกรีต ที่ละเล็กละน้อย จนกระทั่งหน่วยแรงมีค่าเกินหน่วยแรงดึงของคอนกรีต และทำให้เกิดการแตกร้าวที่หน้าตัดอื่น ด้วยการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกกระบวนการนี้จะต่อเนื่องไปจนกระทั่งระยะระหว่างรอยแตกร้าวไม่มากพอสำหรับหน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่จะทำให้เกิดการแตกร้าวได้อีก ทันทึที่ชั้นต่อนี้เกิดขึ้น รูปแบบของการแตกร้าวก็จะเข้าสู่เสถียรภาพระยะระหว่างรอยแตกร้าวที่จุดเสถียรภาพนี้ จะขึ้นอยู่กับความหนาของชิ้นส่วน ระยะหุ้มแรงยึดเหนี่ยวประสิทธิผล ซึ่งระยะนี้มีค่าโดยประมาณ 2 - 3 เท่า ของระยะหุ้มของคอนกรีต

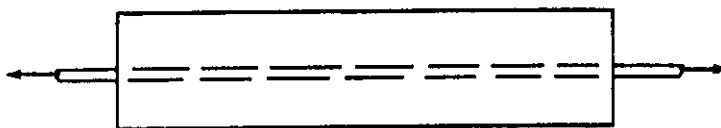
รูปที่ 5.6ข. และ 5.6ค. แสดงให้เห็นการเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในเหล็กและคอนกรีตตลอดความยาวของแท่งปริซึมรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนที่รอยแตกร้าวเสถียรภาพ ที่จุดแตกร้าวหน่วยแรงในเหล็กเสริม และความเครียดที่จุดนี้จะมีค่าสูงสุด และสามารถคำนวณได้จากแรงวิเคราะห์หน้าตัดแตกร้าว ระยะว่างรอยแตกร้าวจะมีหน่วยแรงในคอนกรีตซึ่งมีค่ามากที่สุดปริมาณตรงกลางช่วงระหว่างรอยแตกร้าว ความกว้างทั้งหมด w ของรอยแตกร้าวเป็นค่าความแตกต่างระหว่างการยึดตัวของเหล็กเสริม และคอนกรีตบนช่วงความยาว A-B ซึ่งเท่ากับระยะของการแตกร้าว

$$w = \int_A^B (\epsilon_s - \epsilon_c) dx \quad (5.18)$$

เมื่อ

ϵ_s = ความเครียดในเหล็กเสริม

ϵ_c = ความเครียดในคอนกรีต



(ก.) แท่งปริซึม



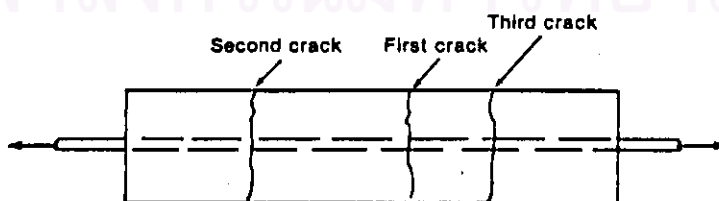
(ข.) การกระจายค่าของกำลังดึงและหน่วยแรงตลอดแท่งปริซึม



(ค.) หน่วยแรงดึงหลังแตกครั้งแรก

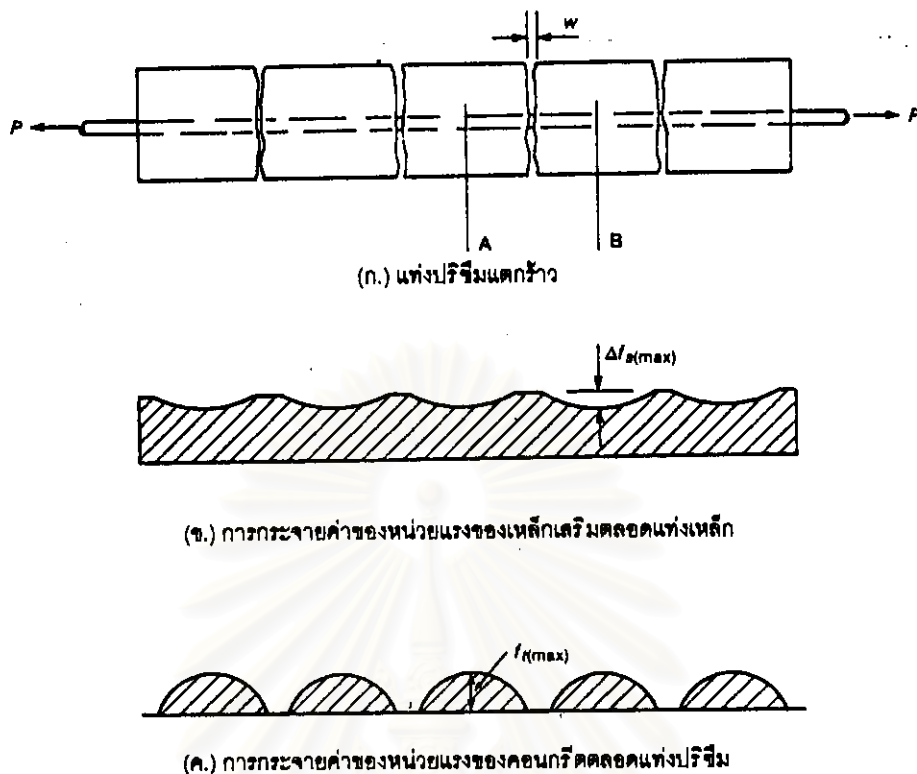


(ง.) หน่วยแรงดึงหลังแตกครั้งแรกครั้งที่สาม



(จ.) แท่งปริซึมที่แตกแล้ว

รูปที่ 5.5 การแตกหักของแท่งปริซึมรับแรงตามแนวนอน



รูปที่ 5.6 หน่วยแรงในคอนกรีตและเหล็กเสริมในแท่งปริซึมแตกร้าว

การคำนวณค่าระยะของการแตกร้าว s และการแปรผันของ และ ในทางปฏิบัติทำได้ยาก ดังนั้น ในการใช้สมการเพื่อทำนายค่า รอยแตกร้าว ซึ่งได้แก่สมการที่เสนอโดย Gerely และ Lutz⁽⁶⁹⁾ และสมการตามวิธีของ CEB-MC90⁽³⁾ จึงเป็นที่นิยมใช้ในทางปฏิบัติ

5.2.1 การพิจารณาความกว้างของรอยแตกร้าวสำหรับชิ้นส่วนรับแรงดัด

Gergely และ Lutz⁽⁶⁹⁾ อาศัยข้อมูลจากการทดสอบเพื่อวิเคราะห์ทางสถิติโดยกำหนดในรูปผลรวมของตัวแปรสำคัญซึ่งประกอบด้วย พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลของคอนกรีต จำนวนเหล็กเสริม , ระยะหุ้มด้านข้างหรือด้านล่าง, ความลาดของความเครียด (Strain Gradient) จากระดับเหล็กเสริมไปสู่ผิวรับแรงดึง, และหน่วยแรงในเหล็กเสริม ซึ่งในตัวแปรทั้งหมดถือว่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมมีความสำคัญที่สุด ทำให้ได้สมการสำหรับทำนายความกว้างสูงสุดบนผิวของชิ้นส่วนที่เสริมเหล็กข้ออ้อย คือ

$$w_{max} = C \frac{h_2}{h_1} f_s \sqrt{d_c} A x 10^{-6} \tag{5.19}$$

เมื่อ

C = ค่าคงที่ซึ่งเท่ากับ 1.08 เมื่อมีหน่วยเป็น ซม.

d_c = ระยะจากผิวรับแรงดึงถึงศูนย์กลางเหล็กเสริมชั้นที่อยู่ใกล้ที่สุด (ซม.)

- d_c = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพเฉลี่ยของคอนกรีตรับแรงดึงรอบ ๆ เหล็กเสริมแต่ละเส้น (ซม)
 = A_c/m เมื่อ m = จำนวนเหล็กเสริม
- f_s = หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (กก/ซม.²)
- h_1 = ระยะจากเซนทรอยด์ของเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงแกนสะเทิน
- h_2 = ระยะจากผิวรับแรงดึงถึงแกนสะเทิน

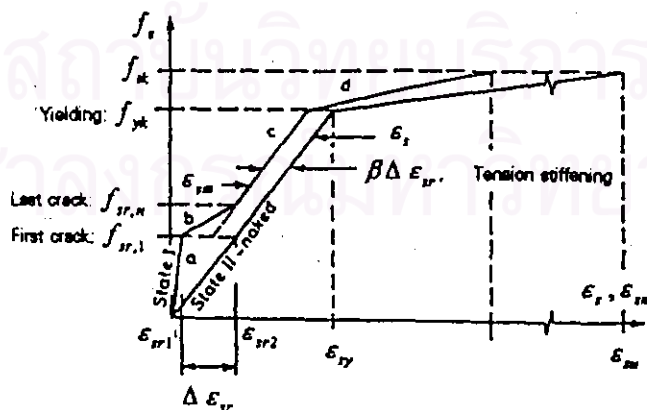
ACI Committee 224⁽⁶⁸⁾ แนะนำให้ใช้สมการของ Gergely และ Lutz⁽⁶⁹⁾ สำหรับคำนวณหาขนาดความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าว ซึ่ง ACI318-95⁽¹⁾ ก็กำหนดให้ใช้สมการเดียวกันนี้และกำหนดให้ความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าว สำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายในและไม่เปิดเผยต่อสภาพแวดล้อมเท่ากับ 0.41 มม. และสำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายนอกที่เปิดเผยต่อสภาพแวดล้อมเท่ากับ 0.30 มม.

CEB-MC90⁽³⁾ กำหนดขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวสูงสุด w_{lim} สำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายนอกและที่เปิดเผยต่อสภาพแวดล้อมเท่ากับ 0.30 มม. และแนะนำการคำนวณออกแบบความกว้างของรอยแตกร้าวโดยอาศัยความสัมพันธ์ต่าง ๆ ที่มีการพิจารณาเช่นเดียวกับในหัวข้อกลไกการแตกร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งพิจารณาหน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวในรูปของ tension stiffening (ดูรูปที่ 5.7) จะได้ความสัมพันธ์ต่าง ๆ คือ

$$w_{lim} = l_{s,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \tag{5.20}$$

หรือ

$$w_{lim} = l_{s,max} (\epsilon_{s2} - \beta \epsilon_{sr2}) \tag{5.21}$$



รูปที่ 5.7 พฤติกรรมกำลังกับการเสียรูปของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงที่แสดงผลของ Tension Stiffening ; a: สถานะที่ไม่แตกร้าว b: ส่วนของการเริ่มเกิดการแตกร้าว c: รูปแบบการแตกร้าวในช่วงสแตบิลไลซ์ d: ช่วงหลังการคลาก

สำหรับการแตกร้าวในช่วงสแตบิลไลซ์ (Stabilized Cracking)

$$l_{s,max} = \frac{d_b}{3.6\rho_{s,ef}} = \frac{d_b A_{c,ef}}{3.6 A_s} \quad (5.22)$$

โดยที่

$$\varepsilon_{s2} = \frac{f_{s2}}{E_s} = \frac{M}{jd A_s E_s} \quad (5.23)$$

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{cm}(t)}{\rho_{s,ef} E_s} (1+n\rho_{s,ef}) \quad (5.24)$$

เมื่อ

$l_{s,max}$ คือ ความยาวบนช่วงที่เกิดการรูดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต, ซึ่งความเครียดของเหล็กเสริมและคอนกรีตที่เกิดในช่วงความยาวนี้จะทำให้เกิดความกว้างของรอยแตกร้า

ε_{sm} คือ ค่าความเครียดเฉลี่ยในเหล็กเสริมบนช่วง $l_{s,max}$

ε_{cm} คือ ค่าความเครียดเฉลี่ยในคอนกรีตบนช่วง $l_{s,max}$

ε_{s2} คือ ความเครียดในเหล็กเสริม ณ หน้าตัดแตกร้าว

ε_{sr2} คือ ความเครียดที่รอยแตกร้า, ภายใต้งแรงเนื่องจาก โน ซึ่งถ้าแรงภายในต่ำกว่าหรือเท่ากับแรงเหล่านี้แล้ว

β ตัวคูณที่ได้จากการทดสอบเพื่อเฉลี่ยความเครียดในช่วง $l_{s,max}$ เท่ากับ 0.38 ในกรณีรับแรงระยะยาว หรือกระทำซ้ำสำหรับการแตกร้าวในช่วงสแตบิลไลซ์, นอกนั้นเท่ากับ 0.60

$\rho_{s,ef}$ คืออัตราส่วนเหล็กเสริมประสิทธิผล

$A_{c,ef}$ คือพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของคอนกรีตรับแรงดึง, ที่โดยปกติคือพื้นที่ของคอนกรีตรอบ ๆ เหล็กเสริมรับแรงดึง (ดูรูปที่ 5.8)

n คืออัตราส่วนโมดูลัส E_s/E_c

f_{s2} คือหน่วยแรงในเหล็กเสริมของหน้าตัดแตกร้าว

d_b คือเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

$f_{cm}(t)$ ค่าเฉลี่ยกำลังดึงของคอนกรีตที่เวลา t (วัน) เมื่อเกิดการแตกร้าว

5.2.2 พิกัดควบคุมการแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดัด

ACI318-95⁽¹⁾ ควบคุมการแตกร้าวของชิ้นส่วนแรงดัดโดยพิจารณาว่า Z ซึ่งกำหนดจากสมการที่ 5.2 สำหรับคานและพิจารณาให้อยู่ในรูปที่ง่ายขึ้นคือ

$$Z = \frac{w_{lim}}{C\alpha \times 10^{-6}} \geq f_c \sqrt{d_c A} \quad (5.29)$$

และจากการกำหนดให้ความกว้างของรอยแตกกว้างสูงสุด w_{lim} ดังกล่าวจะได้ว่าสำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายในและไม่เปิดเผยต่อสภาพแวดล้อมจะได้ Z เท่ากับ 31300 กก/ชม. ($w_{lim} = 0.41$ มม.) และสำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายนอกและที่เปิดเผยต่อสภาพแวดล้อมจะได้ Z เท่ากับ 26000 กก/ชม. ($w_{lim} = 0.30$ มม.) ส่วนในแผ่นพื้น α จะมีค่าเท่ากับ 1.35 นั้นให้ดูคุณค่า Z ด้วย 1.2/1.35

CEB-MC90⁽³⁾ กำหนดในกรณีที่ไม่มีความต้องการที่กำหนดไว้ว่าจะสมมุติความกว้างสูงสุดของรอยแตกกว้าง ที่ 0.30 มม. สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไปที่เปิดเผยต่อสภาวะแวดล้อมปกติถึงปานกลางอย่างไรก็ตามได้กำหนดการควบคุมการแตกกว้างโดยไม่ต้องคำนวณหาขนาดความกว้างของรอยแตกกว้างโดยตรงโดยกำหนดให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีสภาวะดังนี้

- สำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กภายในอาคารที่รับแรงคดโดยปราศจากแรงดึงในแนวแกนแล้วไม่จำเป็นต้องกำหนดให้มีการพิจารณาถึงความกว้างของรอยแตกกว้าง โดยกำหนดสำหรับพื้นที่ที่มีความลึกทั้งหมดไม่มากกว่า 16 ซม.

- ภายใต้อาคารซึ่งกำหนดให้มีเหล็กเสริมต่ำสุด ความกว้างของรอยแตกกว้างถือว่าอยู่ในค่าที่จำกัดและยอมรับได้โดยจะต้องหลีกเลี่ยงผลของการแตกกว้างที่อยู่ระหว่างระยะห่างของเหล็กเสริมที่ไม่ถูกควบคุมซึ่งโดยปกติสามารถทำได้โดยการจำกัดระยะห่างของเหล็กเสริมและ/หรือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

5.3 การสั่นสะเทือน (Vibration)

โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กอาจจะมีปัญหาในเรื่องการสั่นสะเทือนเกิดขึ้นได้ เนื่องจากมวลและลัทธิพลของโครงสร้าง โดยผลของการสั่นสะเทือนนี้อาจจะกระทบต่อสภาวะการใช้งานของโครงสร้างได้ เป็นต้นว่า ทำให้ผู้ที่อยู่ในอาคารหรือโครงสร้างนั้นๆเกิดความรำลึกไม่สบายตัว ทำให้มีผลต่อการทำงานเครื่องจักรกลต่างๆ หรืออาจจะมีผลต่อโครงสร้างโดยตรง หรือส่วนประกอบที่ไม่ใช่โครงสร้างหลักเช่น ผนัง กระจก เป็นต้น

การสั่นสะเทือนที่เกิดขึ้นในโครงสร้างโดยทั่วไปจะมีสาเหตุมาจากกิจกรรมต่างๆ ได้แก่

- การเคลื่อนที่อย่างเป็นจังหวะของคนเช่น การเดิน การวิ่ง กระโดด หรือ การเต้นรำ
- การทำงานของเครื่องจักร
- คลื่นเนื่องจากแรงลม หรือน้ำ
- รถไฟ และ รถบนถนน
- การก่อสร้าง เช่น การตอกเสาเข็ม

5.3.1 พฤติกรรมของการสั่นสะเทือน

เพื่อให้เกิดความมั่นใจในพฤติกรรมของโครงสร้างที่รับการสั่นสะเทือน จะต้องทำให้ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) ของโครงสร้างที่เกี่ยวข้องมีค่าห่างจากค่าความถี่วิกฤต (Critical Frequency) ซึ่งจะขึ้นอยู่กับลักษณะการใช้งานของโครงสร้าง โดยการเปลี่ยนพฤติกรรมทางด้านการสั่นสะเทือนของโครงสร้างอาจทำได้โดยการเปลี่ยนแปลงแรงกระทำทางพลศาสตร์ที่โครงสร้าง การเปลี่ยนค่าความถี่ธรรมชาติโดยการเปลี่ยนแปลงค่าความแกร่ง (Rigidity) ของโครงสร้าง หรือ เปลี่ยนแปลงขนาดของมวล

สำหรับค่าความถี่ธรรมชาติของโครงสร้าง อาจพิจารณาได้จากกรณีวิเคราะห์โครงสร้างทางพลศาสตร์ (Dynamic Structural Analysis) หรืออาจใช้ค่าประมาณ โดยที่ NRCC⁽⁷⁰⁾ แนะนำให้ใช้สมการสำหรับประมาณค่าความถี่ธรรมชาติจากความสัมพันธ์ของระยะโก่งตัวทางสถิตยไว้ดังนี้

$$f = 5.57 \sqrt{\frac{1}{\Delta_{is}}} \quad (5.30)$$

เมื่อ

f คือค่าความถี่ธรรมชาติ (รอบต่อวินาที , เฮิรตซ์)

Δ_{is} คือค่าการโก่งตัวทางสถิตยที่เกิดขึ้นทันทีทันใดที่กึ่งกลางของพื้น (ซม.)

5.3.2 พิกัดควบคุมการสั่นสะเทือนของโครงสร้าง

CEB-MC90⁽³⁾ ได้กำหนดค่าความถี่วิกฤตของโครงสร้างประเภทต่างๆตามลักษณะการใช้งานของอาคารไว้ดังแสดงในตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 ค่าความถี่วิกฤตในโครงสร้างที่รับการสั่นสะเทือนเนื่องจากการเคลื่อนไหวของคน

โครงสร้าง	ความถี่วิกฤต
	เฮิรตซ์
1. โรงส่นรับเล่นกีฬา	8.0
2. ห้องเต้นรำ และ โรงแสดงคอนเสิร์ตที่ไม่มีที่นั่งแบบถาวร	7.0
3. โรงแสดงคอนเสิร์ตที่มีที่นั่งแบบถาวร	3.4
4. โครงสร้างสำหรับคนเดินเท้า และ จักรยาน	ดูรายละเอียดด้านล่าง*

* ค่าความถี่ธรรมชาติระหว่าง 1.6 ถึง 2.4 เฮิรตซ์ และ 3.5 ถึง 4.5 เฮิรตซ์ ควรจะต้องหลีกเลี่ยงใน โครงสร้างสำหรับคนเดินเท้า และ จักรยาน โดยที่นักวิ่งสามารถทำให้เกิดค่าความถี่ธรรมชาติในโครงสร้างระหว่าง 2.4 ถึง 3.5 เฮิรตซ์ ได้

5.4 ความล้า (Fatigue)

การวิบัติในลักษณะของความล้าในโครงสร้างจะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อโครงสร้างนั้นจำเป็นต้องรับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักร (Cyclic Loading) ซึ่งโดยทั่วไปการวิบัติลักษณะนี้จะเกิดขึ้นเมื่อ (1) รอบของน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักรเกิน 1 ล้านรอบ และ (2) การเปลี่ยนแปลงของหน่วยแรงในเหล็กเสริมมีค่าเกิน 1400 กก./ซม² (54)

5.4.1 พฤติกรรมของคอนกรีตที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักร

CEB Bulletin 235 (71) เสนอโมเดลสำหรับหน่วยแรงของคอนกรีตที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักรในรูปของเส้นตรงสามช่วง (Trilinear Function) ซึ่งเป็นโมเดลที่ใช้ใน CEB-MC90 (3) ดังนี้

$$\log N_1 = (12 + 16S_{c,\min} + 8S_{c,\min}^2) (1 - S_{c,\max}) \quad (5.31)$$

$$\log N_2 = 0.2 \log N_1 (\log N_1 - 1) \quad (5.32)$$

$$\log N_3 = \log N_2 (0.3 - 0.375S_{c,\min}) / \Delta S_c \quad (5.33)$$

$$\log N = \log N_1 \quad \log N_1 \leq 6 \quad (5.34)$$

$$\log N = \log N_2 \quad \log N_1 > 6 \text{ and } \Delta S_c > 0.3 - 0.375S_{c,\min} \quad (5.35)$$

$$\log N = \log N_3 \quad \log N_1 > 6 \text{ and } \Delta S_c < 0.3 - 0.375S_{c,\min} \quad (5.36)$$

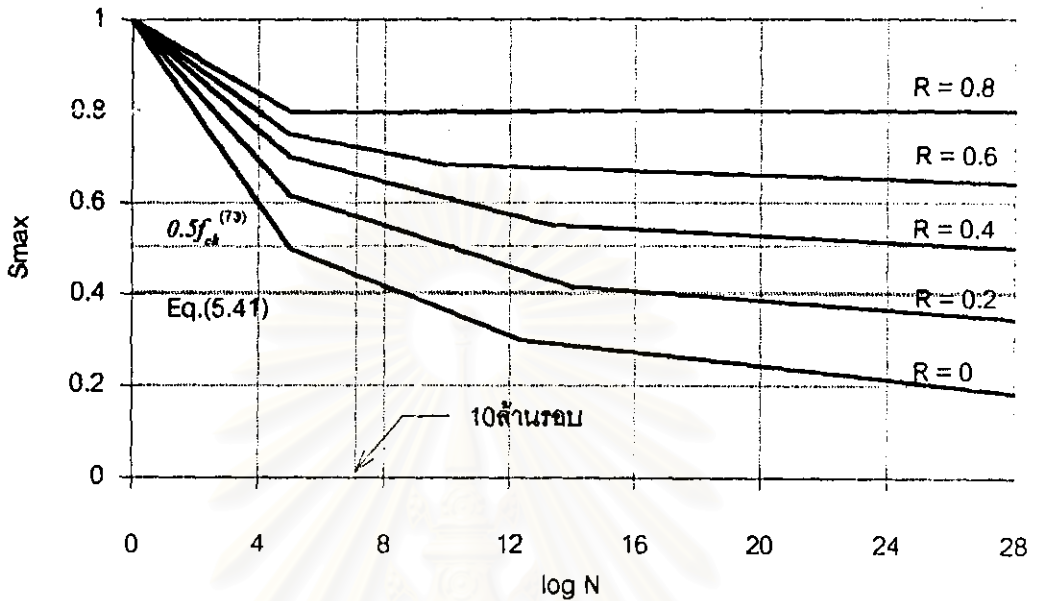
โดยที่

$$S_{c,\max} = \sigma_{c,\max} / f_c \quad (5.37)$$

$$S_{c,\min} = \sigma_{c,\min} / f_c \quad (5.38)$$

$$\Delta S_c = S_{c,\max} - S_{c,\min} \quad (5.39)$$

$$R = S_{c,\min} / S_{c,\max} \quad (5.40)$$



รูปที่ 5.8 โมเดลความสัมพันธ์ระหว่าง S และ N สำหรับคอนกรีตของ CEB-MC90⁽³⁾

ACI Fatigue Committee⁽⁷²⁾ แนะนำให้ใช้ค่าหน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักร f_{cr} เท่ากับ

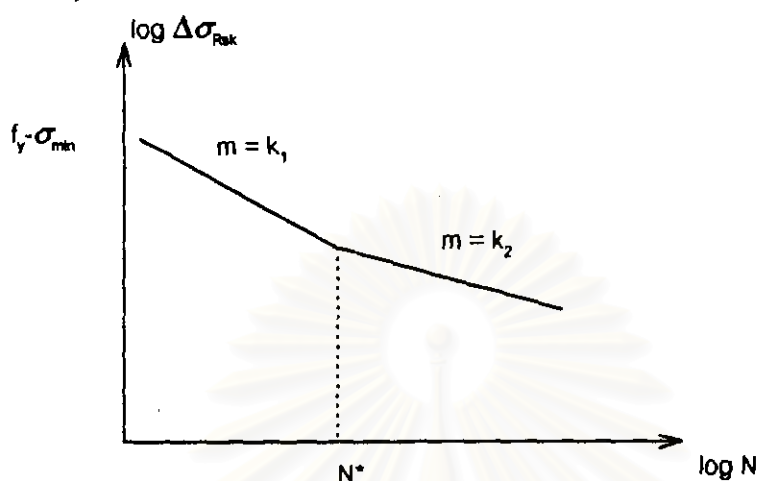
$$f_{cr} = 0.40f_{ck} + 0.47f_{min} \tag{5.41}$$

เมื่อ f_{min} เป็นค่าหน่วยแรงอัดที่น้อยที่สุดในวัฏจักร (มีค่าเป็นบวกเมื่อเป็นแรงอัด) ACI Bridge Committee⁽⁷³⁾ กำหนดพิสัยของหน่วยแรงอัดที่น้ำหนักบรรทุกใช้งาน เท่ากับ $0.50f_{ck}$ สำหรับการประมาณค่าอย่างง่าย CEB-MC90⁽³⁾ เสนอให้ใช้ค่าหน่วยแรงอัดของคอนกรีตที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักร ที่รอบของวัฏจักรไม่เกิน 10 ล้านรอบมีค่า เท่ากับ $0.45f_{ck}$

เนื่องจากรูปที่ 5.8 ที่ $R = 0$ พบว่า ที่รอบของวัฏจักรเท่ากับ 10 ล้านรอบ สมการที่ (5.41) ตามข้อเสนอของ ACI Fatigue Committee⁽⁷²⁾ จะให้ค่าที่อนุรักษ์มากที่สุด แต่สำหรับที่ ค่า R มีค่าเกิน 2 จะพบว่า ข้อเสนอของ ACI Bridge Committee⁽⁷³⁾ และ สมการอย่างง่ายของ CEB-MC90⁽³⁾ จะให้ค่าที่อนุรักษ์มากกว่า

5.4.2 พฤติกรรมของเหล็กเสริมที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักร

CEB-MC90⁽³⁾ เสนอโมเดลสำหรับหน่วยแรงของเหล็กเสริมที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักรในรูปของเส้นตรงสองช่วง ดังนี้



รูปที่ 5.9 กราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S และ N สำหรับเหล็กเสริมของ CEB-MC90⁽³⁾

สำหรับพารามิเตอร์ต่างๆของกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง S และ N สำหรับเหล็กเสริมของ CEB-MC90⁽³⁾ ในรูปที่ 5.9 ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.3

ตารางที่ 5.3 พารามิเตอร์ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่าง S และ N สำหรับเหล็กเสริมที่ฝังในคอนกรีตของ CEB-MC90⁽³⁾

	N*	Stress Exponent		$\Delta\sigma_{Rak}$ (กก/ซม ²)	
		k ₁	k ₂	At N* Cycle	At 10 ⁸ Cycles
เหล็กตรงและเหล็กดัดที่ D > 25φ					
φ < 16 มม.	10 ⁶	5	9	2100	1250
φ > 16 มม. ^(a)	10 ⁶	5	9	1600	950
เหล็กดัดที่ D < 25φ	10 ⁶	5	9	-	-
เหล็กเชื่อมและ การต่อโดยตัวต่อเหล็ก ทางกล (Mechanical Connectors)	10 ⁷	3	5	500	300
สภาวะแวดล้อมทางทะเล	10 ⁷	3	5	650	400

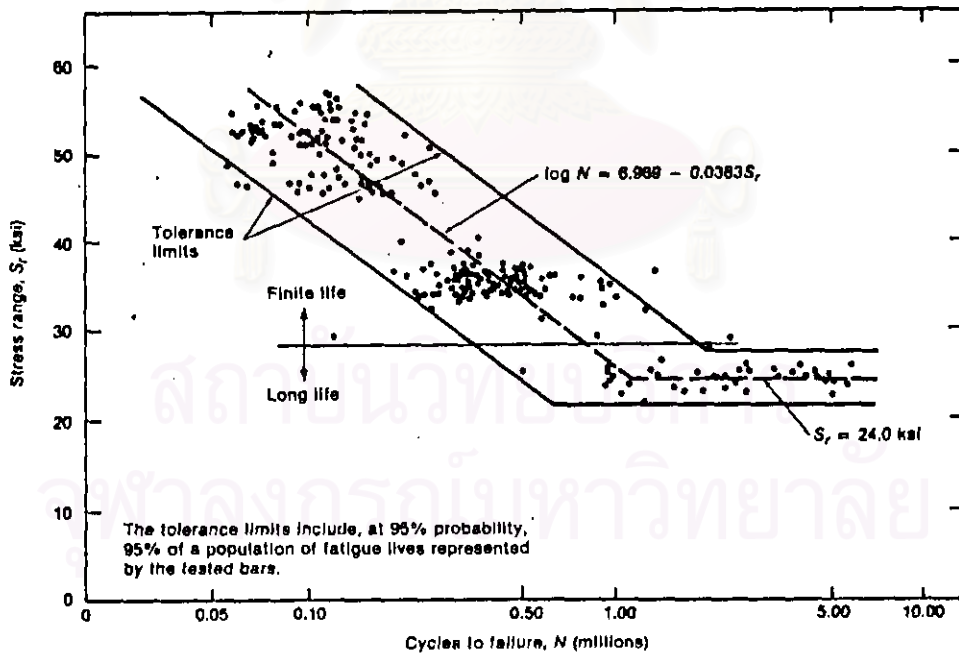
หมายเหตุ

(a) เป็นค่าของเหล็กเสริมที่เส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม 40 มม. สำหรับเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริม ที่อยู่ระหว่าง 16 ถึง 40 มม. ให้ใช้การประมาณค่าในช่วงดังกล่าว

Helgason และ Hanson⁽⁷⁴⁾ เสนอโมเดลสำหรับกำลังรับความล้าจากผลการทดสอบดังแสดงในรูปที่ 5.10 และสรุปว่าในทางการออกแบบ ถ้าหากชิ้นส่วนของเหล็กเสริมรับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักรเกิน 1 ล้านรอบ การวิบัติเนื่องจากความล้าอาจจะเกิดขึ้นถ้าผลต่างระหว่างหน่วยแรงที่มากที่สุดกับหน่วยแรงที่น้อยสุดในการรับน้ำหนักบรรทุกแบบวัฏจักร มีค่าเกิน 1400 กก/ซม²

ACI Bridge Committee⁽⁷³⁾ แนะนำให้ใช้ค่าความแตกต่างของหน่วยแรงของเหล็กเสริมที่รับน้ำหนักบรรทุกแบบเป็นวัฏจักร f_r เท่ากับ

$$f_r = 1638 - 0.33f_{\min} \quad (5.42)$$



รูปที่ 5.10 ผลการทดสอบความล้าของเหล็กข้ออ้อย⁽⁷⁴⁾

อย่างไรก็ตามเมื่อทำการเปรียบเทียบข้อเสนองของ Helgason และ Hanson⁽⁷⁴⁾ กับข้อกำหนดของ CEB-MC90⁽⁸⁾ และข้อเสนองของ ACI Bridge Committee⁽⁷³⁾ ดังแสดงไว้ในรูปที่ 5.10 จะพบว่าค่าความแตกต่างของหน่วยแรงของเหล็กเสริมที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบเป็นวัฏจักรตามข้อเสนองของ Helgason และ Hanson⁽⁷⁴⁾ จะให้ค่าต่ำสุด ซึ่งอาจจะพบสรุปได้ว่าถ้าพิจารณาใช้ค่าดังกล่าวจะให้ค่าเชิงอนุรักษ์ที่สุด

5.5 การทนไฟ (Fire Endurance)

การพิจารณาเรื่องการทนไฟของโครงสร้างหรือองค์อาคารมีคมจำเป็นจะต้องพิจารณาในการใช้งานของโครงสร้าง แม้ว่าโครงสร้างหรือชิ้นส่วนนั้นๆ จะไม่มีความจำเป็นจะต้องออกแบบให้รับสภาวะที่อุณหภูมิสูงก็ตาม แต่จะเป็นการป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติได้อย่างรวดเร็วหากเกิดไฟไหม้ขึ้นกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นๆ โดยทั่วไปในทางการออกแบบสามารถพิจารณาได้ใน 3 รูปแบบ ได้แก่

1. จากตาราง หรือ กราฟที่ใช้ออกแบบ
2. จากการทดลอง
3. โดยการคำนวณ

ปัจจัยที่มีผลต่อการทนไฟของชิ้นส่วน หรือโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่

1. ขนาดและรูปร่างของชิ้นส่วน
2. การจัดเรียงและคุณสมบัติของเหล็กเสริม
3. น้ำหนักบรรทุกที่ต้องรับ
4. ชนิดของคอนกรีต และ วัสดุผสม
5. ระยะหุ้มของเหล็กเสริม
6. สภาพของที่รองรับ

5.5.1 การพิจารณาการทนไฟจากตาราง หรือ กราฟที่ใช้ออกแบบ

AS3600-1988⁽⁷⁵⁾ ได้กำหนดระยะเวลาการทนไฟของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยคำนึงถึงขนาดของชิ้นส่วน และ ระยะหุ้มของเหล็กเสริม ดังแสดงในรูปที่ 5.11-5.13 และ ACI Committee 216⁽⁷⁶⁾ ได้แนะนำการพิจารณาการทนไฟของชิ้นส่วนคอนกรีตสำหรับพื้นและคาน ดังแสดงในรูปที่ 5.14-5.15

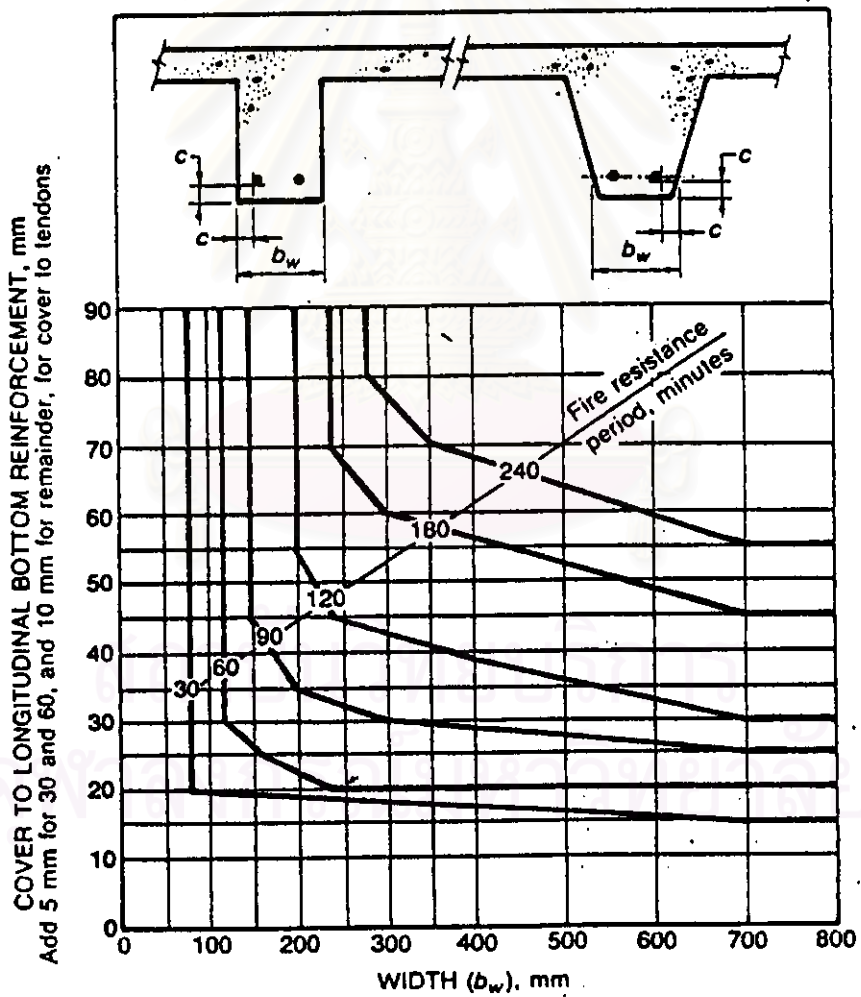
5.5.2 การพิจารณาการทนไฟจากการทดลอง

การทดลองการทนไฟของชิ้นส่วนคอนกรีตใดๆ อาจจะเป็นข้อมูลที่ดีสำหรับ การป้องกันชิ้นส่วนอื่นที่มีรูปแบบและลักษณะคล้ายกันกับชิ้นส่วนที่ทำการทดลอง

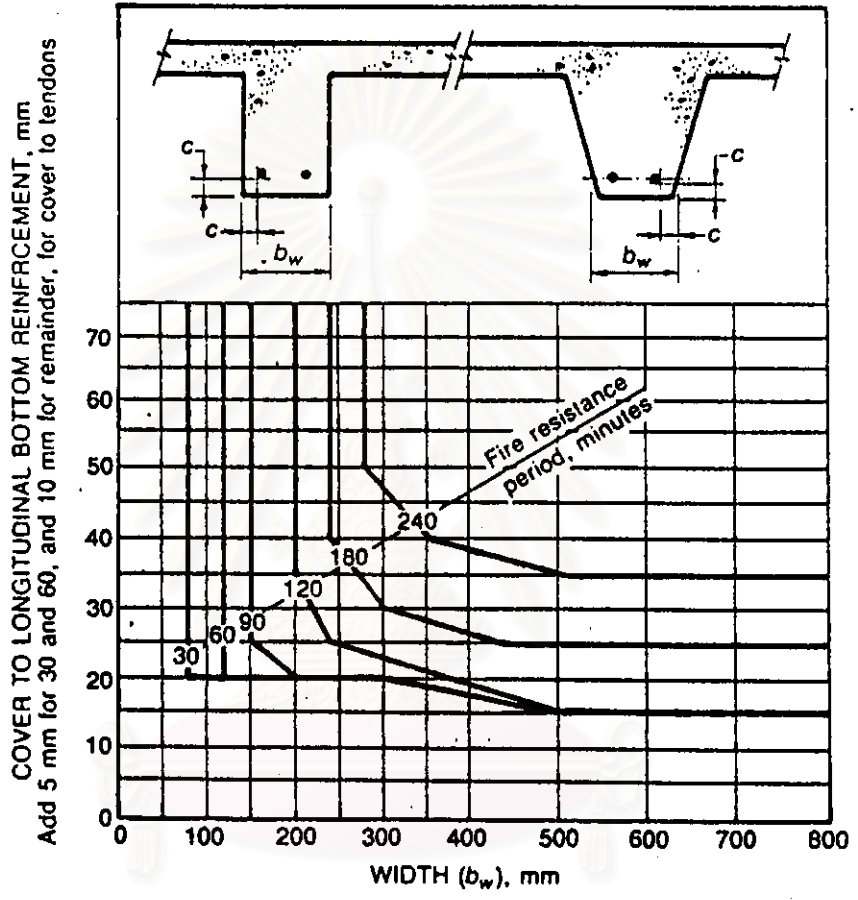
5.5.3 การพิจารณากวาทนไฟจากการคำนวณ

เราอาจจะพิจารณาคำนวณกำลังของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กได้จากคุณสมบัติของวัสดุที่ได้ทำการลดกำลัง เนื่องจากผลของอุณหภูมิที่สูงขึ้น ซึ่งได้แก่คอนกรีตและเหล็กเสริม ซึ่ง AS3600-1988⁽⁷⁶⁾ ได้กำหนดค่าอัตราการลดกำลังของวัสดุ ดังแสดงในรูปที่ 5.16-5.17

อย่างไรก็ตามการพิจารณากวาทนไฟจากการคำนวณในลักษณะนี้อาจจะทำได้เฉพาะเพียงการคำนวณชิ้นส่วนที่รับแรงดัดเท่านั้น⁽⁶⁾

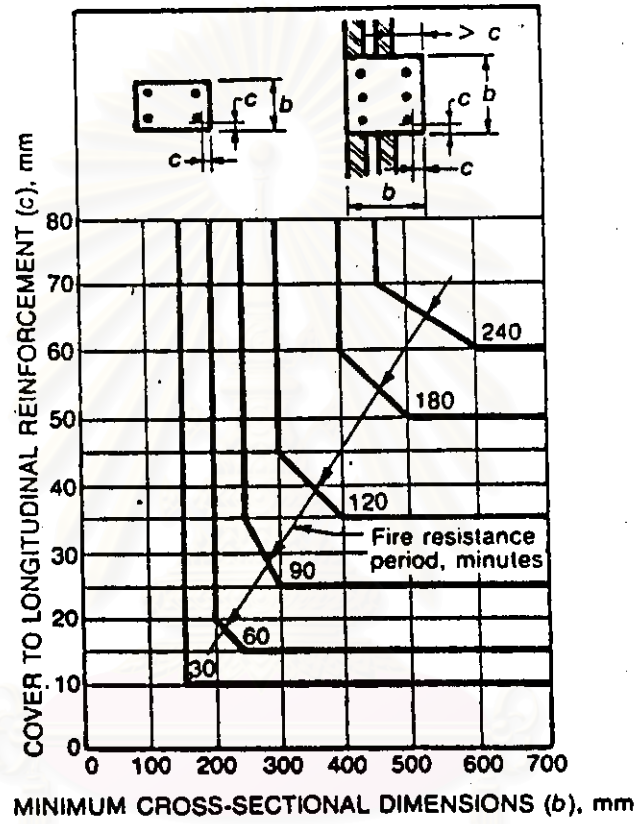


รูปที่ 5.11 ความสามารถในการทนไฟของโครงสร้างล้ารับคานช่วงเดียว⁽⁷⁵⁾



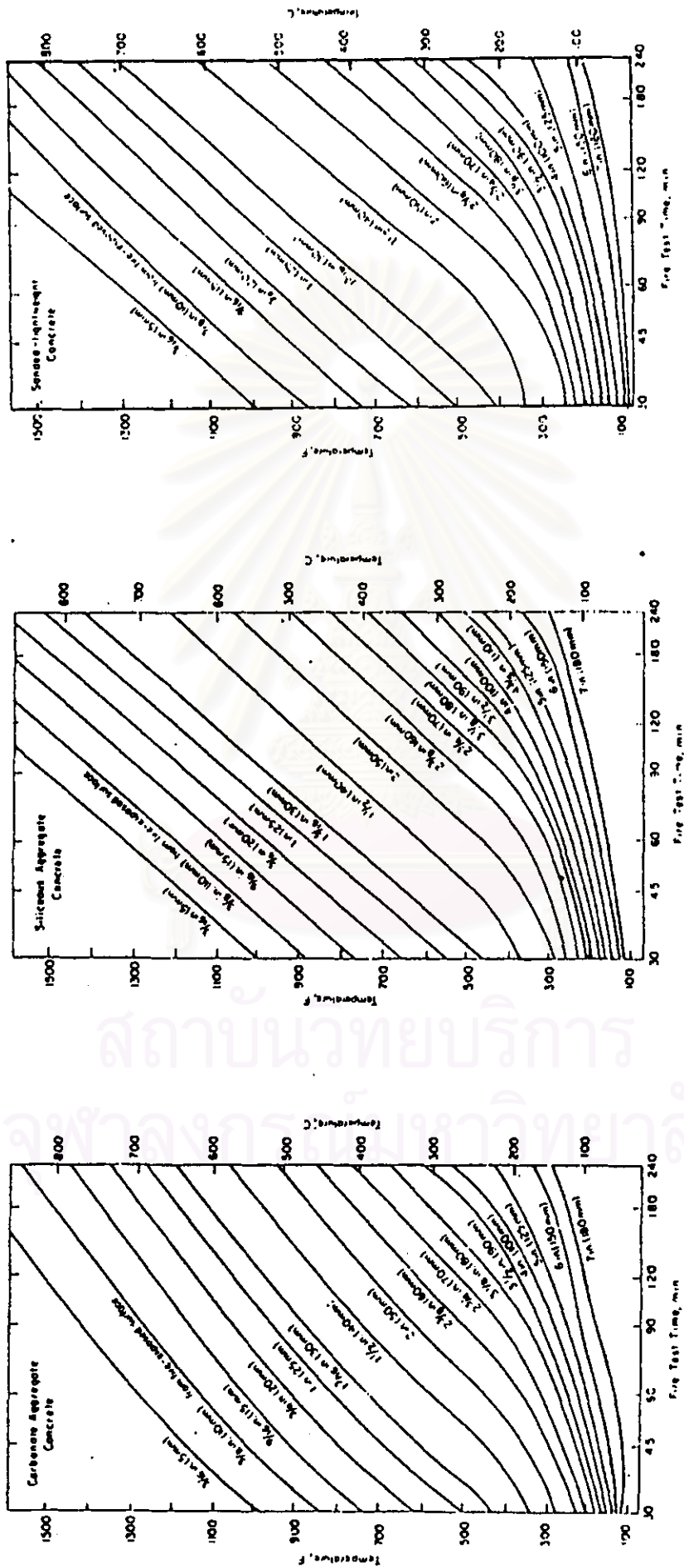
รูปที่ 5.12 ความสามารถในการทนไฟของโครงสร้างสำหรับคานต่อเนื่อง (75)

สถาบันวิจัยและพัฒนา
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

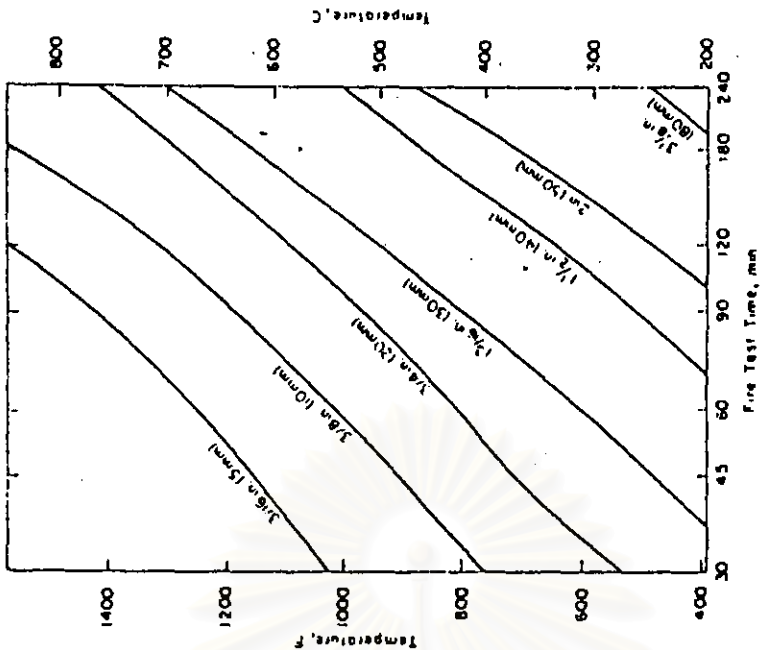


รูปที่ 5.13 ความสามารถในการทนไฟของโครงสร้างสำหรับเสา⁽⁷⁵⁾

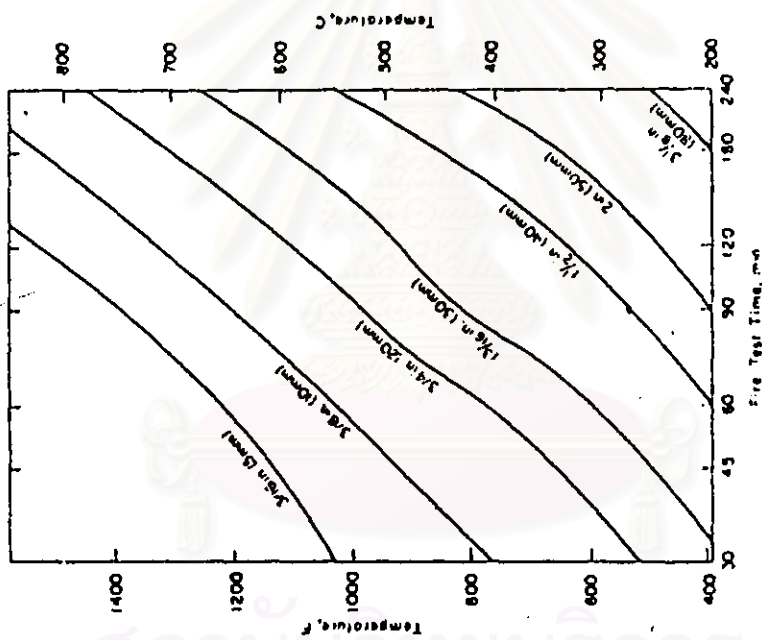
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



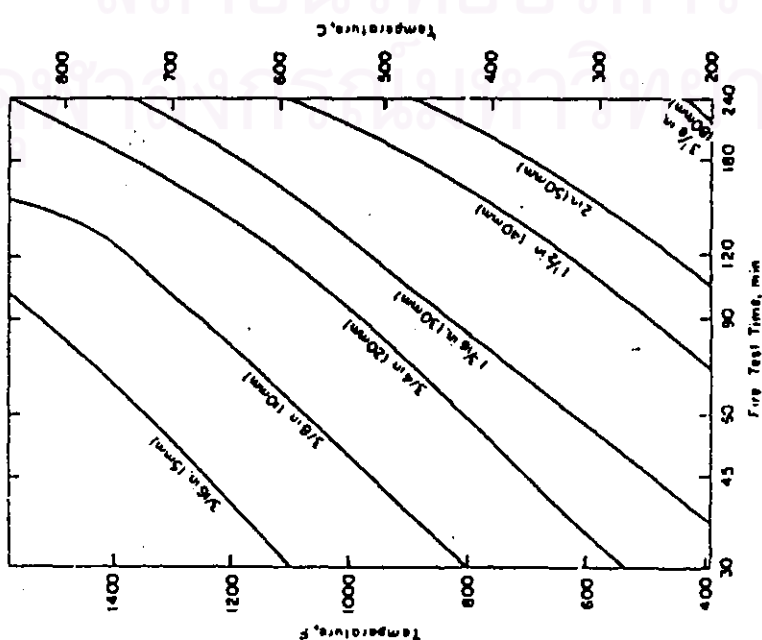
รูปที่ 5.14 คุณสมบัติภายในของพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กระหว่างกาทดสอบการทนไฟ



(a) ชนิด 320-480 กก/ชม²

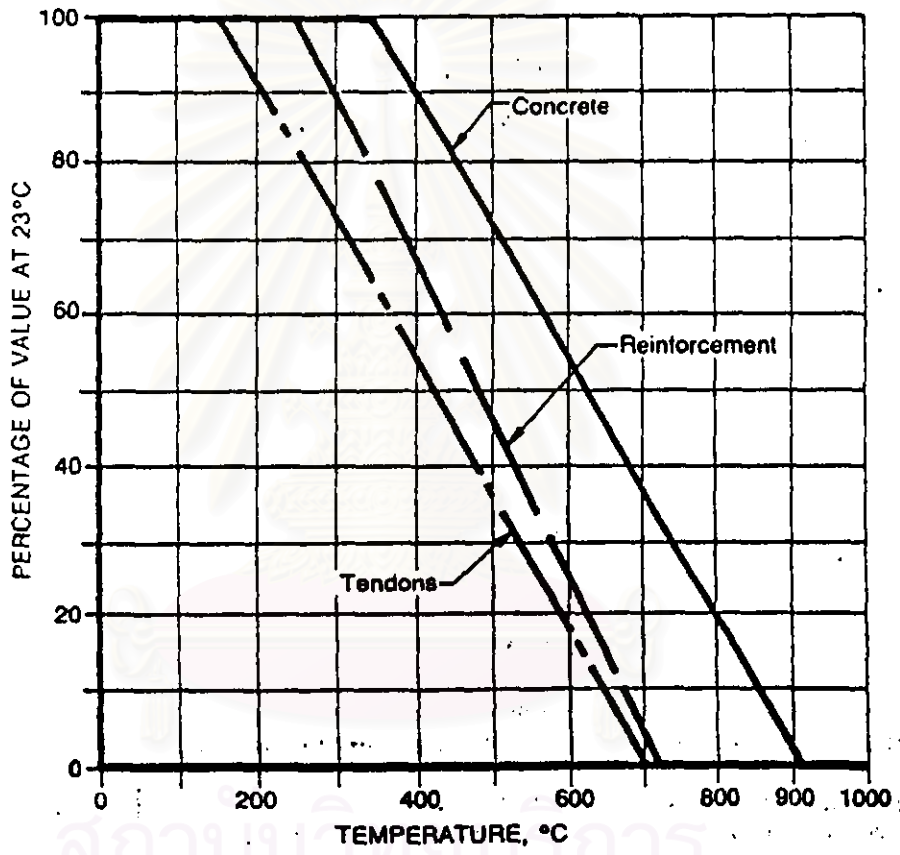


(b) ชนิด 800-900 กก/ชม²



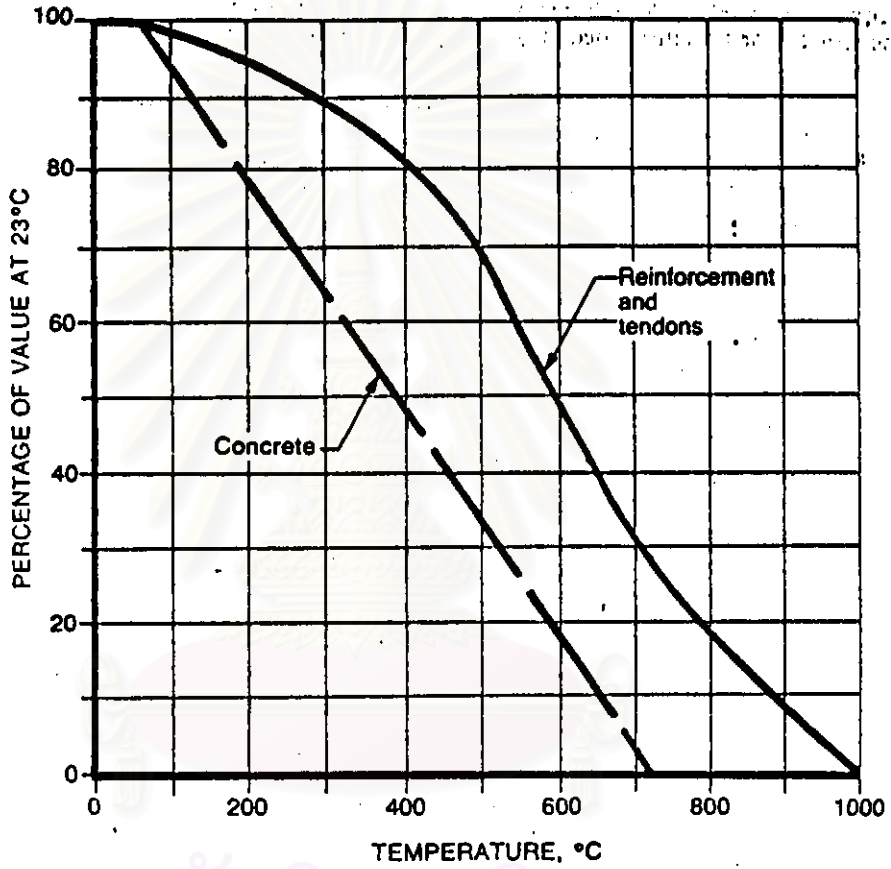
(c) ชนิด 1120-1280 กก/ชม²

รูปที่ 5.15 จุดหนุภูมิภาคยิมของทีมคอนกรีตเสริมเหล็กระหว่างกาทดสอบการทนไฟสำหรับ
ฉนวนคอนกรีตมวลเบา



รูปที่ 5.16 กราฟการลดค่ากำลังของวัสดุกับค่าอุณหภูมิ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 5.17 กราฟการลดค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นกับค่าอุณหภูมิ

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

5.6 การคืบตัว และ การหดตัว (Creep and Shrinkage)

5.6.1 การคืบตัวของคอนกรีต

การคืบ (Creep) เป็นคุณสมบัติของคอนกรีตภายใต้ความเครียดหรือน้ำหนักคงที่หรือแรงอัดคงตัวตามเวลา อัตราการเสียรูปในลักษณะของความเครียดจะลดลงตามเวลาและจะมีผลต่อกำลังของโครงสร้างน้อย แต่จะมีผลให้เกิดการจัดกระจายหน่วยแรงในชิ้นส่วนโครงสร้างและทำให้การโก่งตัวเพิ่มมากขึ้น ขนาดของความเครียดจากการคืบ (Creep Strain) จะขึ้นอยู่กับส่วนประกอบของคอนกรีต, สภาพแวดล้อม, ระยะเวลา, และระดับแรงที่กระทำ รูปที่ 5.18 แสดงกราฟการคืบของคอนกรีตกำลังปกติภายใต้หน่วยแรงอัดคงที่ในแนวแกน

สำหรับหน่วยแรงที่ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งโดยประมาณของกำลังอัดรูปทรงกระบอกค่าความเครียดจากการคืบจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรงและเพราะว่าความเครียดช่วงแรกยังอยู่ในช่วงยืดหยุ่นซึ่งจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรง ดังนั้นจึงนิยามการคืบในช่วงนี้เป็นสัมประสิทธิ์การคืบ (Creep Coefficient)

$$C_{cu} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cl}} \quad (5.43)$$

เมื่อ

ϵ_{cu} คือค่าความเครียดประลัยจากการคืบ

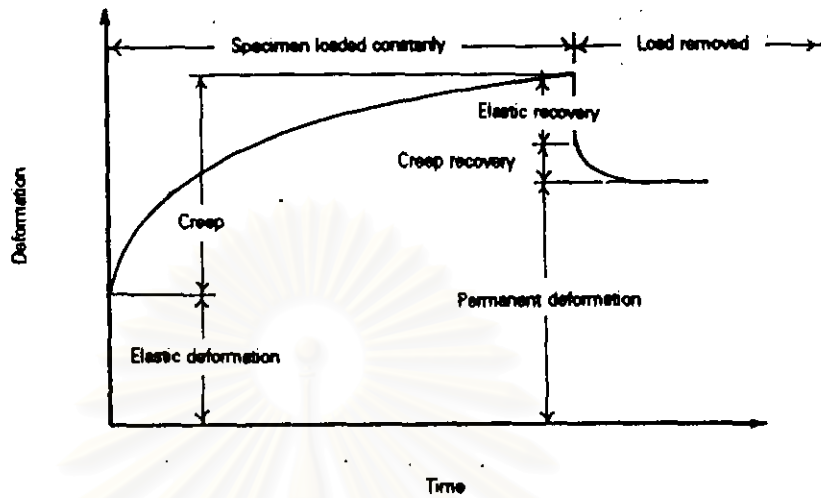
ϵ_{cl} คือความเครียดเริ่มแรกเมื่อน้ำหนักกระทำการคืบ

หรืออาจเขียนอยู่ในรูปของการคืบจำเพาะ (Specific Creep) δ_{cu} ซึ่งนิยามเป็นความเครียดตามเวลาที่เพิ่มขึ้นต่อหน่วยของแรง

$$C_{cu} = E_c \delta_{cu} \quad (5.44)$$

และสัมประสิทธิ์การคืบที่เวลาใด ๆ C_t สามารถเขียนสมการความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์การคืบประลัย C_{cu} ซึ่งสำหรับคอนกรีตกำลังปกติ Branson⁽⁸⁵⁾ ได้แนะนำให้ใช้สมการ

$$C_t = C_{cu} \frac{t^{0.6}}{10+t^{0.6}} \quad (5.55)$$



รูปที่ 5.18 เส้นโค้งการคืบตัวโดยทั่วไปของคอนกรีตที่รับหน่วยแรงอัดในแนวแกนคงที่

เมื่อ t คือเวลาหลังจากนํ้าหนักกระทำมีหน่วยเป็นวัน อนึ่งสมการที่ 5.55 นั้นถือเป็น สภาวะมาตรฐาน ภายใต้สภาพอากาศมีความชื้นสัมพัทธ์ 40 % , มีค่าการยุบตัว (Slump) น้อยกว่าหรือเท่ากับ 10 ซม. , ความหนาเฉลี่ยของชิ้นส่วน 15 ซม. , นํ้าหนักกระทำเริ่มแรกที่อายุ 7 วัน , และคอนกรีตบ่มขึ้น ในกรณีที่สภาวะไม่เป็นไปตามมาตรฐานที่กำหนดค่า ในสมการที่ (5.55) จะต้องปรับค่าตามสภาวะด้วยตัวคูณต่าง ๆ ⁽⁶⁵⁾

สัมประสิทธิ์การคืบประลัย C_{cu} จะมีการแปรค่าในช่วงกว้าง โดยที่ ACI Committee 209⁽⁷¹⁾ ได้ให้ C_{cu} มีค่ากระจายในช่วงระหว่าง 1.30 ถึง 4.15 โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 2.35 ซึ่งอาจจะพิจารณาใช้ดังกล่าวได้หากไม่มีข้อมูลที่บ่งชี้ได้แน่นอน

5.6.2 การหดตัวของคอนกรีต

การหดตัว (Shrinkage) เป็นปริมาตรของคอนกรีตที่ลดลงโดยไม่เกี่ยวกับแรงที่กระทำ แต่จะเกิดจากตัวแปรต่าง ๆ ในทำนองเดียวกับการคืบตัว และจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับการสูญเสียความชื้นในคอนกรีตซึ่งกราฟแสดงการเพิ่มความเครียดจากการหดตัวกับระยะเวลาของคอนกรีตปกติแสดงไว้ในรูปที่ 5.19 ที่การหดตัวจะเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลงเมื่อระยะเวลาเพิ่มขึ้น จากการศึกษา Branson ⁽⁶⁶⁾ ได้แสดงให้เห็นว่าคอนกรีตบ่มขึ้น (Moist Cured) ที่เวลา t ใด ๆ หลังจาก 7 วันแรก ความเครียดจากการหดตัวของคอนกรีตปกติสามารถทำนายโดยสมการ

$$\epsilon_{sh,t} = \epsilon_{sh,u} \frac{t}{35+t} \tag{5.56}$$

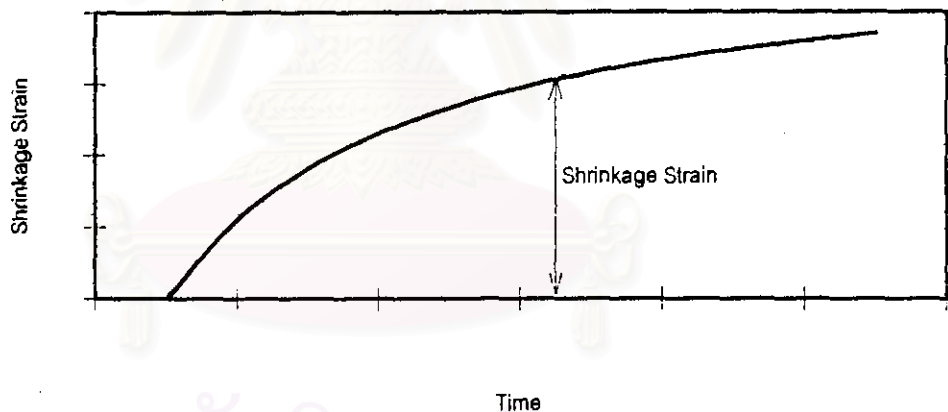
เมื่อ

$\epsilon_{sh,t}$ คือความเครียดของการหดตัวที่เวลา t มีหน่วยเป็นวัน

$\epsilon_{sh,u}$ คือค่าความเครียดประลัยจากการหดตัว

ซึ่งสมการที่ 5.56 เป็นไปตามสภาวะมาตรฐาน คือความชื้นสัมพัทธ์ไม่มากกว่า 40 % และสำหรับความหนาเฉลี่ยของชิ้นส่วน 15 ซม. แต่ในกรณีที่ไม่อยู่ในสภาวะมาตรฐานจะต้องกำหนดตัวคูณปรับค่าตามความเหมาะสมด้วย

ค่าความเครียดสุดท้ายเนื่องจากการหดตัว $\epsilon_{sh,u}$ จะมีความแปรเปลี่ยนมากแต่โดยทั่วไปจะอยู่ในช่วง 0.0002 ถึง 0.0006 แต่ในบางครั้งอาจสูงถึง 0.0010 สำหรับค่า $\epsilon_{sh,u}$ จะมีการแปรค่าในช่วงกว้าง โดยที่ ACI Committee 209⁽⁷⁷⁾ ได้ให้ $\epsilon_{sh,u}$ มีค่ากระจายในช่วงระหว่าง 0.000415 ถึง 0.00107 โดยมีค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 0.00080 สำหรับคอนกรีตที่ถูกบ่มด้วยความชื้น ซึ่งอาจจะพิจารณาใช้ดังกล่าวได้หากไม่มีข้อมูลที่แน่นอน



รูปที่ 5.19 เส้นโค้งการหดตัวโดยทั่วไปของคอนกรีต

อย่างไรก็ตามผลการศึกษานักวิชาการ⁽¹⁴⁾ พบว่าการประมาณค่าในลักษณะดังกล่าวให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมาก และการคืบตัวและการหดตัวของคอนกรีตที่อายุ 120 วันจะมีค่าระหว่าง 85-90% ของการคืบตัวและการหดตัวที่เวลา 1 ปี สำหรับคอนกรีตที่ผสมด้วยมวลรวมชนิดต่างๆจะให้ค่าการคืบตัวและการหดตัว โดยหินทรายมีค่าการคืบตัวและการหดตัวสูงสุด รองลงไปได้แก่ หินแอนติไซต์ แกบรินิต บะซอลต์ กรวด และหินปูน ตามลำดับ

5.7 ความทนทาน (Durability)

ความทนทานของคอนกรีตโดยส่วนมากจะเกิดจากกระบวนการส่งผ่าน (Transportation) ของความร้อน ความชื้น และสารเคมีภายในช่องว่าง (Pores) และรอยแตก(Cracks) กระบวนการเสื่อมสภาพอาจจะเกิดจากการทำลายทางกายภาพ ทางเคมี หรือ ทางชีวภาพ โดยปัจจัยหลักของกระบวนการดังกล่าวก็คือ น้ำ และ กระบวนการส่งผ่านของน้ำ ดังนั้นการวัดเพื่อทำการป้องกัน และ การลดปริมาณน้ำคงค้างที่ผิวของคอนกรีตและภายในคอนกรีตก็จะมีผลต่อความทนทานของคอนกรีตได้

5.7.1 กลไกการเสื่อมสภาพ (Deterioration Mechanism)

แม้ว่าคอนกรีตจะถูกพิจารณาเป็นวัสดุที่ทนทานก็ตาม แต่ยังคงอาจจะถูกทำลายได้โดยสภาวะแวดล้อมต่างๆ ถ้าหากไม่ได้ทำการป้องกันไว้ กระบวนการเสื่อมสภาพอาจจะเกิดจากการเสื่อมคุณภาพขององค์ประกอบหลักของคอนกรีต ได้แก่ มวลรวม(Aggregate) เพลสต์ (Paste) และ เหล็กเสริม ซึ่งอาจจะเกิดจากปฏิกิริยาทางเคมีหรือทางกายภาพก็ได้ โดยบางครั้งอาจจะเกิดกระบวนการในหลายลักษณะพร้อมกันได้ ซึ่งจะซ้ำเติมให้เกิดการวิบัติได้รวดเร็วขึ้น

กระบวนการเสื่อมสภาพที่เกิดจากการทำลายทางเคมีที่สำคัญ และ พบมากได้แก่

1. ปฏิกิริยาระหว่างอัลคาไลและมวลรวม (Alkali - aggregate reaction)
2. ปฏิกิริยาการซึมและการขึ้นเกลือ (Leaching and Efflorescence)
3. ปฏิกิริยาคาร์บอนเนชัน (Carbonation)
4. การทำลายโดยซัลเฟต (Sulfate Attack)
5. การทำลายโดยกรด (Acid Attack)
6. การกัดกร่อนเหล็กเสริม (Corrosion of Reinforcement)

และกระบวนการเสื่อมสภาพที่เกิดจากการทำลายทางกายภาพที่สำคัญ ได้แก่

1. การแข็งตัวและการละลาย (Freezing and Thawing)
2. การเปียกและการแห้ง (Wetting and Drying)
3. การเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ (Temperature Change)
4. การสึกและการถูขัดสี (Wear and Abrasion)

5.7.2 พารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้อง

พารามิเตอร์เพียงตัวเดียวที่มีอิทธิพลอย่างมากต่อความทนทานของคอนกรีต ก็คือ อัตราส่วนระหว่างน้ำต่อซีเมนต์ (Water to Cement Ratio) ที่จะควบคุมปริมาณช่องว่างในเนื้อซีเมนต์เพสต์ โดยองค์ประกอบหลักในการพิจารณาเรื่องความทนทานในคอนกรีตได้แก่

1. ทำให้อัตราส่วนระหว่างน้ำต่อซีเมนต์น้อยๆ เพียงพอต่อปริมาณของซีเมนต์ ซึ่งจะทำให้ซีเมนต์มีความหนาแน่นสูง
2. ควบคุมการบ่ม (Curing) คอนกรีตอย่างใกล้ชิดเพื่อป้องกันปฏิกิริยาทางเคมีจากการระเหยของน้ำ
3. ควบคุมระยะหุ้มของคอนกรีตให้มีคุณภาพที่ดี

5.7.3 วิธีการทำให้คอนกรีตมีความทนทาน

Moknes ได้แนะนำกฎ 10 ข้อเพื่อทำให้คอนกรีตมีความทนทานได้แก่

1. เลือกวัสดุที่มีคุณภาพ ซีเมนต์ เลือกที่กำลัสูง , C_3A ปานกลาง (ประมาณ 5-8 %) , ปริมาณอัลคาไลน์ปานกลาง , และ คุณภาพคงที่ มวลรวม ต้องมีคุณภาพดี ไม่มีสิ่งเจือปน และควบคุมปริมาณมวลรวมละเอียดที่เล็กกว่า 30 มม. เพื่อให้มีเสถียรภาพที่ค่ายุบตัว (Slump) สูง และมีการกระจายเป็นเนื้อเดียว สารผสมเพิ่มเลือกใส่สารลดปริมาณน้ำ สารกระจายกักฟองอากาศ ที่มีคุณภาพ ตรวจสอบ ขนาดของช่องอากาศให้น้อยกว่า 0.2 มม.
2. กำหนดสัดส่วนการผสมที่ถูกต้อง โดยที่อัตราส่วนน้ำต่อคอนกรีตให้น้อยกว่า 0.50 เติมสาร CSF (Condensed Silicafume) เล็กน้อยประมาณ 5 % จะทำให้คอนกรีตมีกำลัที่ดีขึ้นและมีเสถียรภาพ แต่หากเติมมากเกินไปจะเป็นผลเสียต่อความสามารถในการก่อตัว
3. เลือกโรงผสมคอนกรีตอัตโนมัติที่ทันสมัยและมีประสิทธิภาพ
4. พิจารณาวิธีการทำงานอย่างรอบคอบก่อนลงมือเทคอนกรีต
5. ทำคอนกรีตให้แน่น เพื่อเพิ่มกำลัให้คอนกรีต และกำจัดช่องว่างที่ฝังอยู่ภายในคอนกรีต
6. ระยะหุ้มของเหล็กเสริมต้องเพียงพอคือไม่น้อยกว่า 50 มม. หรืออาจจะใช้การเคลือบผิวของเหล็กเสริมด้วยซีเมนต์ หรือ ด้วยฉีพอกซี ก่อนสำหรับเหล็กเสริมที่มีระยะหุ้ม 30-50 มม. และ น้อยกว่า 30 มม. ตามลำดับ
7. ให้ความสำคัญกับรอยต่อขณะก่อสร้างโดยอาจจะพิจารณาใช้สารหน่วงตัวบริเวณผิว หรืออาจจะใช้น้ำจืด
8. ควบคุมอุณหภูมิในขณะที่ทำปฏิกิริยาให้เหมาะสม โดยอาจใช้น้ำแข็งเป็นส่วนผสมแทนน้ำบางส่วนเพื่อลดอุณหภูมิในขณะที่ทำปฏิกิริยา ซึ่งน้ำแข็งปริมาณ 8 กก/ม³ สามารถลดอุณหภูมิได้ประมาณ 1 องศาเซลเซียส
9. ทำการออกแบบให้เทคอนกรีตง่าย เช่นเลือกหน้าตัดที่เหมาะสมแก่การเท หลีกเลี่ยงการเปลี่ยนรูปร่างแบบทันทีทันใด และเหล็กเสริมขนาดใหญ่กว่าจะให้ช่องว่างน้อยกว่า
10. ใช้ผู้ปฏิบัติงานที่มีความรู้ความชำนาญ