การวิบัติของโครงสร้าง

STRUCTURE FAILURES

นายกุลประเสริฐ วงหาญ

นายชัยเชษฐ์ แต่งหอม

โครงงานพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต

สาขาวิชาวิศวกรรมการก่อสร้าง

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ปีการศึกษา 2537

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

STRUCTURE FAILURES

MR.KULPRASERT WONGHAN

MR.CHAIYACHED TANGHOM

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE

REQUIREMENT FOR THE BECHELORE OF CONSTRUCTION ENGINEERING

KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ใบรับรองโครงงานพิเศษ

หัวข้อโครงงานพิเศษ การวิบัติของโครงสร้าง
STRUCTURE FAILURES

นักศึกษา นายกุลประเสริฐ วงหาญ รหัสประจำตัว 34101028
นายชัยเชษฐ์ แตงหอม รหัสประจำตัว 34102084

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิชา วิศวกรรมการก่อสร้าง

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา

อาจารย์ที่ปรึกษา อ. สุวัฒน์ ถิรเศรษฐ์

คณะกรรมการสอบโครงงานพิเศษ		ลายมือชื่อ
อาจารย์สุรัตน์	หวังเจริญ	.....
อาจารย์สุวัฒน์	ถิรเศรษฐ์	.....
อาจารย์เกษม	อมันตกุล	.....

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

.....

(นายอำนวย พานิชกุลพงศ์)
หัวหน้าภาควิชาวิศวกรรมโยธา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิบัติของโครงสร้าง
STRUCTURE FAILURES

โดย นายกุลประเสริฐ วงหาญ
MR. KULPRASERT WONGHAN
นายชัยเชษฐ์ แตงหอม
MR. CHAIYACHED TANGHOM
อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์สุวัฒน์ ถิรเศรษฐ์

บทคัดย่อ

โครงงานพิเศษนี้เป็นการศึกษาเรื่องการวิบัติของโครงสร้างที่เคยเกิดขึ้นมาแล้วในอดีต โดยจะรวบรวมกรณีศึกษาของการวิบัติของโครงสร้างต่างๆ เช่น การวิบัติของอพาร์ทเม้นท์ที่ไมอามี่ การวิบัติของโรงแรมนิวเวิลด์ที่สิงค์โปร์ การวิบัติของสนามกีฬาที่นิวยอร์ค การทรุดตัวที่แตกต่างของอาคารพาณิชย์ ซึ่งเนื้อหาของโครงงานพิเศษจะครอบคลุมทั้งโครงสร้างคอนกรีต และโครงสร้างเหล็ก การวิบัติของโครงสร้างทำให้เกิดความเสียหายทำให้สูญเสียชีวิต ทรัพย์สิน และความสวยงามของอาคาร ดังนั้นผลของการศึกษาโครงการพิเศษนี้จะมีส่วนช่วยในการเสนอแนะวิธีการแก้ไขและวิธีการป้องกันความเสียหายดังกล่าว

Abstract

This special project , studying about structure failures that had occured , gathers case studys of the structure failures such as Maimi apartment failure , New World ho tel failure in Singapore , New York city stadium failure and Differential settlement of commercial building. Substantial of the special project covers both concrete structure and steel structure. Structure failures damages lives, property and architective building . So results of the special have benefits in proposing about restoration and preventing the methods of those damages.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิตติกรรมประกาศ

โครงงานพิเศษฉบับนี้ได้สำเร็จลุล่วงไปตามวัตถุประสงค์ก็เพราะได้รับความกรุณาจากท่านอาจารย์ที่ปรึกษา อ. สุวัฒน์ ถิรเศรษฐ์ ที่ได้ให้คำปรึกษา คำแนะนำที่มีประโยชน์มากมายตลอดจนตรวจแก้ไขข้อพร่องของโครงงานพิเศษฉบับนี้ และขอขอบคุณวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยที่ได้ให้ข้อมูลเพิ่มเติม

นอกจากนี้ข้าพเจ้าขอขอบพระคุณบิดา มารดา เพื่อนๆ และบุคคลอื่นที่ไม่ได้กล่าวถึงที่ได้ให้ความช่วยเหลือจนโครงงานนี้สำเร็จลุล่วงไปได้ด้วยดี

คณะผู้จัดทำ
นายกุลประเสริฐ วงหาญ
นายชัยเชษฐ์ แตงหอม

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

บทคัดย่อภาษาไทย	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	I
กิตติกรรมประกาศ	II
สารบัญ	III
สารบัญตาราง	V
สารบัญรูป	VI
บทที่ 1 บทนำ	1
1.1 ความเป็นมาของโครงงาน	1
1.2 เป้าหมายและวัตถุประสงค์	1
1.3 โครงร่างและขอบเขตของการศึกษา	1
1.4 ลักษณะการศึกษา	2
บทที่ 2 การวิบัติของโครงสร้าง	3
2.1 การวิบัติของฐานราก	3
2.1.1 การวิบัติของฐานรากเสาเข็ม	4
2.1.1.1 กรณีศึกษาของการวิบัติของฐานรากเสาเข็ม	4
2.1.1.2 การวิบัติของฐานรากเสาเข็มตามทฤษฎี	11
2.1.1.3 การวิบัติที่เกิดขึ้นจากสาเหตุของการก่อสร้างที่ไม่ดี	14
2.1.2 การวิบัติของโครงสร้างเนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่าง	22
2.1.2.1 กรณีศึกษาการทรุดตัวที่แตกต่าง	22
2.1.2.2 สาเหตุของการเกิดการทรุดตัวไม่เท่ากัน	28
2.1.2.3 ผลของการทรุดตัวที่แตกต่างต่อโครงสร้าง	29
2.1.2.4 การแก้ไขอาคารที่เกิดการทรุดตัวที่แตกต่าง	30
2.1.2.5 การป้องกันมิให้เกิดการทรุดตัวที่แตกต่าง	32
2.1.3 การวิบัติของฐานรากเนื่องจากแรงดันดินด้านข้าง	33
2.1.3.1 การวิบัติของอาคารคลังสินค้าที่นิวเจอซี่	33

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2 การวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 37
2.1.1 สาเหตุการวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 37
2.2.2 การวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตหล่อในที่ 43
2.2.2.1 การวิบัติของพื้น 43
2.2.2.2 การวิบัติของคาน 73
2.2.2.3 การวิบัติของเสา 78
2.2.3 การวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ 84
2.2.3.1 การวิบัติของพื้น 84
2.2.3.2 การวิบัติของคาน 92
2.2.3.3 การวิบัติของผนัง 107
2.3 การวิบัติของโครงสร้างเหล็ก 111
2.3.1 ประเภทของโครงสร้างเหล็กที่ใช้ในงานอาคาร 111
2.3.2 การวิบัติของโครงสร้างเหล็กที่เกิดจากการออกแบบ 115
2.3.2.1 การวิบัติของรอยต่อ 116
2.3.2.2 การวิบัติของชิ้นส่วนโครงสร้าง 128
2.3.2.3 การวิบัติที่เกิดจากค้ำยันไม่เพียงพอ 134
2.3.2.4 การวิบัติของรอยเชื่อม 145
2.3.2.5 การวิบัติที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกไม่เหมาะสม 158
2.3.3 ข้อแนะนำในการออกแบบส่วนโครงสร้างเหล็กหลัก 161
2.3.4 การออกแบบรอยต่อของโครงสร้างเหล็ก 167
2.3.5 การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกิดจากการก่อสร้าง 183
2.3.6 ข้อแนะนำในการก่อสร้างโครงสร้างเหล็ก 197
บทที่ 3 บทสรุป 201
ภาคผนวก 202
ดัชนี 203
หนังสืออ้างอิง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่ 1 แสดงผลการสำรวจเสาเข็มเจาะ 19
ตารางที่ 2 แสดงพิกัดของการทรุดตัวที่แตกต่าง 33

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

2.1 การวิบัติของฐานราก

รูปที่ 2.1.1 แสดงการเอียงตัวของฐานรากตัวทางขวา 5

รูปที่ 2.1.2 แสดงการล้มของเสา 5

รูปที่ 2.1.3 แสดงภาพแปลนและภาพด้านข้าง 6

รูปที่ 2.1.4 แสดงการหักที่รอยต่อคานกับเสา 7

รูปที่ 2.1.5 แสดงภาพแปลนทาวน์เฮ้าส์ 9

รูปที่ 2.1.6 แสดงการวิบัติของเสาเข็มเดี่ยว 13

รูปที่ 2.1.7 แสดงบริเวณที่มี high stress zone ที่กระเปาะของแรงทับกัน 14

รูปที่ 2.1.8 แสดงการขุดดินในลักษณะที่อาจจะทำให้เกิดเข็มเคลื่อนตัว 15

รูปที่ 2.1.9 แสดงการ buckling ของเข็มเหล็กเมื่อตอกผ่านก้อนดินแข็ง 16

รูปที่ 2.1.10 แสดงภาพการแยกตัวของเสาเข็มเจาะ 20

รูปที่ 2.1.11 แสดงภาพของเสาเข็มเจาะที่ใช้คอนกรีตที่มีค่า slump ต่ำ 20

รูปที่ 2.1.12 แสดงแปลนบริเวณห้องประชุมกับตึก 3 ชั้น 23

รูปที่ 2.1.13 อาคารห้องประชุมกับอาคารตึก 3 ชั้น 24

รูปที่ 2.1.14 อาคารโรงรถกับอาคารห้องแถว 4 ชั้นและรอยแตกร้าว 25

รูปที่ 2.1.15 อาคารตึกกายวิภาคศาสตร์ คณะแพทย์ศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย 27

รูปที่ 2.1.16 แสดงภาพแปลนอาคารนาวาฯ ภาคผนวก

รูปที่ 2.1.17 แสดงลักษณะของการแก้ไข 31

รูปที่ 2.1.18 แสดง pile cap ที่เกิดรอยร้าว 34

รูปที่ 2.1.19 แสดงรอยร้าวที่ผนัง 34

รูปที่ 2.1.20 แสดงถึงน้ำหนักที่กดทับ 35

รูปที่ 2.1.21 การบรรทุกน้ำหนักที่มากเกินไป 35

รูปที่ 2.1.22 แสดงการเอียงตัวของอาคารเนื่องจากค้ำยันไม่เพียงพอ 36

2.2 การวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

รูปที่ 2.2.1 แสดงผลการบ่ม ต่อกำลังของคอนกรีต 41

รูปที่ 2.2.2 แสดงการแตกร้าวที่เกิดขึ้นในพื้นคอนกรีต 43

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.2.3 แสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นอย่างต่อเนื่องระหว่างการก่อสร้าง 44
รูปที่ 2.2.4 การวิเคราะห์โดยวิธี finite- element ที่ใช้ในการออกแบบพื้น 45
รูปที่ 2.2.5 ภาพแสดงการค้ำยันที่ด้านบนของอาคาร 46
รูปที่ 2.2.6 แสดงโครงสร้างของอาคาร Commonwealth Avenue หลังจากการวิบัติ 48
รูปที่ 2.2.7 แบบของพื้นหลังคา แสดงพื้นที่ ที่เกิดการวิบัติ 48
รูปที่ 2.2.8 ภาพแสดงการวิบัติของอาคารพักอาศัย 5 ชั้นใน Florida 49
รูปที่ 2.2.9 โครงสร้างของ Cocoa beach ที่ใกล้จะเสร็จสมบูรณ์ก่อนจะวิบัติลงมา 50
รูปที่ 2.2.10 ลักษณะรอยร้าวในพื้นแบบ spider-web-type 51
รูปที่ 2.2.11 ภาพแสดงหลังจากการเคลื่อนย้ายซากอาคารออกไปพบว่ายังมีเสาบางต้นยังตั้งอยู่ 51
รูปที่ 2.2.12 แสดงการติดตั้งเหล็กเสริมค้านบนโดยใช้ High chair 52
รูปที่ 2.2.13 แสดงขั้นตอนในการทำงานขณะที่เกิดการวิบัติ 52
รูปที่ 2.2.14 แสดงการวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตแบบ lift-slab 54
รูปที่ 2.2.15 แบบแปลนแสดงโครงสร้างสี่เหลี่ยมผืนผ้าต่อเชื่อมกันโดย pour tip 55
รูปที่ 2.2.16 แสดงลักษณะของ steel sheathed 55
รูปที่ 2.2.17 แสดงการวิบัติของพื้นคอนกรีตเนื่องจาก punching shear 56
รูปที่ 2.2.18 ซากของพื้นคอนกรีตที่กองทับถมกันเป็นชั้นๆ ที่ sheathed collar 57
รูปที่ 2.2.19 แสดงส่วนของอาคารที่ยังคงตั้งอยู่ 58
รูปที่ 2.2.20 ช่องเปิดที่พื้นใกล้ๆกับเสา 59
รูปที่ 2.2.21 แสดงช่องเปิดขนาดใหญ่ที่อยู่ใกล้ๆกับเสา 60
รูปที่ 2.2.22 แสดงถึงผลของการเปิดช่องที่มีต่อค่าสัมประสิทธิผล 60
รูปที่ 2.2.23 แสดงการวิบัติของพื้นคอนกรีต เนื่องจาก punching shear 61
รูปที่ 2.2.24 แสดง concrete cap ที่หัวเสาได้ถูกละเลยจากผู้รับเหมา 62
รูปที่ 2.2.25 แสดงลักษณะของ concrete cap 62
รูปที่ 2.2.26 แบบแปลนแสดงรอยร้าวที่บริเวณ re-entrant corner 63
รูปที่ 2.2.27 Diagonal shear crack ที่มุมด้านนอกของอาคาร 63
รูปที่ 2.2.28 แสดงรายละเอียดการเสริมเหล็ก 64
รูปที่ 2.2.29 แสดงการติดตั้ง metal stud wall เพื่อรองรับพื้นรอบนอกตัวอาคาร 65
รูปที่ 2.2.30 แสดงแบบขยายของ concrete jacket 66

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.2.31	แสดง concrete jacket ที่เทรอบๆหัวเสาเพื่อลด punching shear stress ในพื้น	66
รูปที่ 2.2.32	การวิบัติที่บริเวณ re-entrant corner	67
รูปที่ 2.2.33	แสดงการวิบัติของพื้นคอนกรีต เนื่องจาก punching shear ที่เสารอบนอกของอาคาร	68
รูปที่ 2.2.34	แสดง Structure-steel brackets bolts ที่ติดกับด้านข้างของเสาคอนกรีต	69
รูปที่ 2.2.35	แสดงขนานของเสาที่เพิ่มขึ้นให้มีขนาน 36 x 36 นิ้ว	69
รูปที่ 2.2.36	แสดงค้ำยันชั้วคราวเพื่อรองรับพื้นที่เกิดรอยร้าว	70
รูปที่ 2.2.37	ภาพตัดขวางของพื้นลานจอดรถแสดงให้เห็นความสัมพันธ์ระหว่างพื้นยื่นกับพื้นช่วงใน	71
รูปที่ 2.2.38	แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่ปลายเหล็กเสริม	71
รูปที่ 2.2.39	แสดงแบบของตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวและวิธีการซ่อมแซม	71
รูปที่ 2.2.40	แสดงการเสริมเหล็กบริเวณพื้นยื่น	72
รูปที่ 2.2.41	ภาพการวิบัติของพื้นลานจอดรถที่อยู่ระดับเดียวกับลานพลาซ่า	73
รูปที่ 2.2.42	แสดงตำแหน่งของเหล็กยึด(dowel bar)ที่อยู่ต่ำมาก	73
รูปที่ 2.2.43	แรงเฉือนที่บ่ารองรับที่ expansion joint	74
รูปที่ 2.2.44	วิธีการซ่อมแซมพื้นและรอยต่อให้สามารถเคลื่อนที่ได้และเกิดการหมุน	74
รูปที่ 2.2.45	แสดงการเสริมเหล็กที่ส่วนยื่นในคานคอนกรีต	75
รูปที่ 2.2.46	พื้นหลังคาแบบ waffle slab แสดงรอยร้าวที่จุดตัดของตง	76
รูปที่ 2.2.47	ภาพตัดขวางแสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กจากการออกแบบและจากการก่อสร้าง	76
รูปที่ 2.2.48	แสดงการทุบคอนกรีตบริเวณรอยร้าวพบว่าเหล็กเสริมขาดความต่อเนื่อง	76
รูปที่ 2.2.49	แสดงการเสริมความแข็งแรงโดยใช้การเชื่อมเหล็กเสริมให้ต่อเนื่อง	77
รูปที่ 2.2.51	ภาพโดยทั่วไปของบริเวณที่เกิดรอยร้าวในเสา	78
รูปที่ 2.2.52	ภาพขยายของบริเวณที่เกิดรอยร้าวในเสา	79
รูปที่ 2.2.53	แบบขยายโครงสร้างของรอยร้าว	79
รูปที่ 2.2.54	รายละเอียดการซ่อมแซมซึ่งประกอบด้วยการใช้แผ่นเหล็กสอดเพื่อให้เกิดการเคลื่อนตัวและการขยายขนานของเสาโดยมีการเสริมเหล็กปลอก	80
รูปที่ 2.2.55	รายละเอียดของเหล็กปลอกและเหล็กเสริมในคานที่ยื่นเข้าในเสา	81
รูปที่ 2.2.56	แสดงให้เห็นสภาพของอาคารหลังการพังทลาย	81

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.2.57 แสดงสภาพของอาคารก่อนการวิบัติประมาณ 24 ชั่วโมง 82
รูปที่ 2.2.58 รอยร้าวที่เกิดขึ้นที่บริเวณตงคอนกรีตของอาคาร 4 ชั้น 84
รูปที่ 2.2.59 ภาพตัดขวางแสดงให้เห็นการเชื่อมที่ตงคอนกรีตกับคานคอนกรีตรอบนอก 85
รูปที่ 2.2.60 แสดงให้เห็นลักษณะของการเกิดรอยร้าว 85
รูปที่ 2.2.61 การขยายตัวของรอยร้าวซึ่งจะเพิ่มขึ้นจากศูนย์กลางของคานรอบนอก 86
รูปที่ 2.2.62 แสดงลักษณะการเสริมเหล็ก dowel bar ซึ่งสามารถป้องกันรอยร้าว 87
รูปที่ 2.2.63 แสดงการเสริมแผ่นเหล็กโดยใช้สลักเกลียวยึด 87
รูปที่ 2.2.64 การอุดช่องที่เกิดจากหัวสลักเกลียวเพื่อป้องกันการกัดกร่อน 88
รูปที่ 2.2.65 แสดงหลังคาของห้องประชุมที่วิบัติลงมา 89
รูปที่ 2.2.66 ภาพจากด้านล่างของแผ่นพื้นแสดงให้เห็นรอยร้าวของ double-tee joists 90
รูปที่ 2.2.67 การหลุดรอนของคอนกรีตที่ผิวด้านบนของคาน 91
รูปที่ 2.2.68 หน้าตัดของกำแพงคอนกรีตสำเร็จที่เกิดรอยร้าว 91
รูปที่ 2.2.69 แสดงการวิบัติของ parapet และพื้นหลังคาเนื่องจากแรงลม 91
รูปที่ 2.2.70 รอยร้าวในคอนกรีตอัดแรงและที่บ่าคอนกรีตที่รองรับ 92
รูปที่ 2.2.71 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นกับคานและบ่าคอนกรีต 93
รูปที่ 2.2.72 การเกิดรอยร้าวเนื่องจากหน่วยแรงที่สูงเกินกว่าค่าที่กำหนด 93
รูปที่ 2.2.73 การซ่อมแซมโดยการใช้แท่งเหล็กยึดที่ส่วนบนของคาน 94
รูปที่ 2.2.74 แบบขยายที่รองรับที่ปลายคาน 94
รูปที่ 2.2.75 การเสริมเหล็กที่หูช้าง 95
รูปที่ 2.2.76 แสดงรอยร้าว และการหลุดรอนที่เกิดกับคาน 96
รูปที่ 2.2.77 แบบขยายของคานคอนกรีต 2 ประเภทคือ type-A และ type-B 96
รูปที่ 2.2.78 การวิบัติซึ่งเกิดขึ้นที่ expansion joint ที่ซึ่งมีการเคลื่อนที่มากที่สุด 97
รูปที่ 2.2.79 แสดงการยึดแขวนท่อต่างๆเข้ากับตงพื้นคอนกรีตสำเร็จ 97
รูปที่ 2.2.80 การซ่อมแซมโดยใช้แท่งเหล็กรูปตัวทีขันกับหูช้างที่ติดกับข้างคาน 98
รูปที่ 2.2.81 แสดงการติดตั้งตาข่ายเพื่อรองรับเศษคอนกรีตที่หลุดรอนออกมา 98
รูปที่ 2.2.82 การหลุดรอนของคอนกรีตที่ส่วนแบกทานของคานคอนกรีต 99
รูปที่ 2.2.83 ภาพตัดขวางของคานแสดงผิวเอียง รอยร้าวและการหลุดร่อน 99
รูปที่ 2.2.84 คานคอนกรีตสำเร็จซึ่งบากที่ปลายทั้งสองข้างและการติดตั้งคานเข้า 100

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กับโครงสร้างซึ่งรองรับด้วยหูช้าง
รูปที่ 2.2.85 การทดสอบคานซึ่งแสดงให้เห็นรอยร้าวและการวิบัติของคาน 101
รูปที่ 2.2.86 แสดงการเสริมเหล็กที่บริเวณปลายคาน 101
รูปที่ 2.2.87 การซ่อมแซมบริเวณที่เกิดรอยร้าวด้วยการเสริมแผ่นเหล็ก 102
รูปที่ 2.2.88 เสาเหล็กที่ถูกติดตั้งเพิ่มขึ้นเพื่อรองรับคาน 102
รูปที่ 2.2.89 แสดงการเสริมเหล็กสำหรับคานคอนกรีตสำเร็จที่มีการบาก 103
รูปที่ 2.2.90 แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่พื้นคอนกรีต 103
รูปที่ 2.2.91 รอยร้าวแนวทะแยงที่เกิดขึ้นที่บ่าของเสาคอนกรีตรูปตัว T 104
รูปที่ 2.2.92 แบบขยายการซ่อมแซม 105
รูปที่ 2.2.93 แสดงคานภายหลังจากการซ่อมแซม 105
รูปที่ 2.2.94 แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นและการแก้ไขโดยการดึงลวดอัดแรง 106
รูปที่ 2.2.95 แสดงภาพสะพานหลังจากการซ่อมแซม 107
รูปที่ 2.2.96 แผ่นผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จซึ่งออกแบบสำหรับโครงสร้างแบบ frame ชั้นเดียว 107
รูปที่ 2.2.97 รอยร้าวที่เกิดขึ้นเหนือชิ้นส่วนในแนวราบยาวตลอดหน้าตัด 108
รูปที่ 2.2.98 ค้ำยันชั่วคราวได้ถูกติดตั้งเพื่อรองรับชิ้นส่วนที่เกิดรอยร้าว 108
รูปที่ 2.2.99 แสดงการวิเคราะห์โดยวิธี finite element เพื่อหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแผ่นผนัง 109
รูปที่ 2.2.100 แสดงค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเมื่อจำกัดการเคลื่อนที่ซึ่งจะเกิดหน่วยแรงที่สูงมาก 110
รูปที่ 2.2.101 รอยต่อระหว่างแผ่นผนังและแผ่นผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ 110
2.3 การวิบัติของโครงสร้างเหล็ก
รูปที่ 2.3.1 แสดงการก่อสร้างแบบ Bearing wall Construction 111
รูปที่ 2.3.2 แสดงโครงสร้างแบบ beam-and-column Construction 113
รูปที่ 2.3.3 แสดงลักษณะโครงสร้างแบบ Long-span structures 113
รูปที่ 2.3.4 ภาพตัดขวางคราวๆ ของทางเดินแขวน 117
รูปที่ 2.3.5 แสดงจุดที่ซึ่งไม่สามารถรองรับน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจรของทั้ง original design detail และ as-built detail 117
รูปที่ 2.3.6 แสดงส่วนของปีกเหล็กคานที่บิดงอ 118
รูปที่ 2.3.7 แสดงแบบการยึดแขวนกับโครงสร้างที่ดี 118

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3.8 แสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างของ University basketball arena 119

รูปที่ 2.3.9 สนามกีฬาก่อนที่จะเกิดการวิบัติ 120

รูปที่ 2.3.10 แสดงการติดตั้งครั้งใหม่ของ long-span joist 120

รูปที่ 2.3.11 แบบขยายของปลายคานโครงเหล็กซึ่งแสดงการเชื่อมที่มีการเยื้องศูนย์ 121

รูปที่ 2.3.12 แบบขยายของรอยต่อเพื่อการขยายตัว 122

รูปที่ 2.3.13 รอยร้าวที่เกิดขึ้นใกล้ๆกับรอยต่อซึ่งชี้ให้เห็นว่ารอยต่อได้ยึดแน่น 123

รูปที่ 2.3.14 การยึดแน่นของ expansion joint ทำให้เกิดรอยร้าวในแผ่นพื้นคอนกรีต 123

รูปที่ 2.3.15 Electrical stain gauge ที่ใช้ในการค้นหาสาเหตุของรอยร้าว 124

รูปที่ 2.3.16 การเคลื่อนที่ของ gauge ดังกล่าวเป็นเครื่องยืนยันว่ารอยต่อได้ยึดแน่น 124

รูปที่ 2.3.17 แสดง expansion joint ที่ถูกสร้างขึ้นใหม่ 125

รูปที่ 2.3.18 แสดงถึงการยึดแน่นของรอยต่อที่ใช้สลักเกลียว 125

รูปที่ 2.3.19 แสดง expansion joint ที่ใช้ slotted hole ซึ่งช่อง slot มีความยาว ไม่พอกับการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง 126

รูปที่ 2.3.20 แบบของ long span roof ที่ Nassau Coliseum 126

รูปที่ 2.3.21 ส่วนของโครงสร้างเหล็กที่โก่งงอของ Nassau Coliseum 127

รูปที่ 2.3.22 แสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นใกล้ๆกับ expansion joint พื้นที่หลังคา ประมาณ 12,000 ตารางฟุตได้พังลงมาขณะมีพายุฝน 128

รูปที่ 2.2.23 โครงสร้างหลังคาเบาน้ำหนักประมาณ 15 lb/ft^2 ซึ่งประกอบด้วย open-web steel joint วางบน castellated steel girders 129

รูปที่ 2.3.24 Castellated girders ซึ่งมีส่วนเอวที่ไม่แข็งแรงทำให้เกิดการยู่ที่แผ่นเอว และเกิดการโก่งงอของคาน 130

รูปที่ 2.3.25 ภาพหลังคาแผ่นเรียบที่วิบัติซึ่งโครงสร้างสามารถแอ่นตัวได้และการระบายน้ำทิ้งที่ไม่เพียงพอทำให้วิบัติ 131

รูปที่ 2.3.26 คานรองรับหลังคาได้แอ่นตัวเนื่องจากการสะสมของน้ำฝนบนพื้นหลังคาบริเวณ 132

รูปที่ 2.3.27 แสดงการวิบัติของสะพาน Cleddau Bridge 133

รูปที่ 2.3.28 แสดงการวิบัติของ Milford Haven 133

รูปที่ 2.3.29 Diaphragm บนตอม่อที่ 6 ของสะพาน Milford Haven Bridge 134

รูปที่ 2.3.30 ภาพตัดตามขวางก่อนการวิบัติของโครงสร้างเหล็ก 135

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3.31	แสดงโครงสร้างอย่างง่าย และรูปแบบการวิบัติของอาคาร	136
รูปที่ 2.3.32	แสดงอาคารหลังจากพังลงซึ่งแสดงให้เห็นว่ามีการเคลื่อนที่ทางข้าง	136
รูปที่ 2.3.33	แสดงการเสริมเหล็กเพื่อเสริมความแข็งแกร่งแก่โครงสร้าง	137
รูปที่ 2.3.34	แบบอย่างคร่าวๆของ Brooklyn Theater ก่อนการวิบัติ	138
รูปที่ 2.3.35	แสดงระดับด้านข้างของโครงสร้างเหล็กตามขวางและระดับของโครงสร้างเหล็กตามยาวของ Brooklyn Theater	138
รูปที่ 2.3.36	แสดงแบบคร่าวๆของ Brooklyn Theater หลังจากการวิบัติและตำแหน่งของโครงเหล็ก	139
รูปที่ 2.3.37	แบบแปลนของโคมที่ First Chistian church	141
รูปที่ 2.3.38	ตำแหน่งของโครงเหล็กของ First Chistian chuch ก่อนที่จะวิบัติ	142
รูปที่ 2.3.39	แสดงตำแหน่งของ truss	142
รูปที่ 2.3.40	แสดงภาพตัดขวางของโครงสร้าง	143
รูปที่ 2.3.41	แสดงรายละเอียดของส่วนโครงสร้างหลังคาของ Hyatt Buick Building ที่เกิดการวิบัติ	144
รูปที่ 2.3.42	รายละเอียดของจุด "A"ในรูปที่ 2.3.41	144
รูปที่ 2.3.43	ภาพตัดขวางตลอดตัวอาคารแสดงถึงตำแหน่งของคานเหล็กประกอบที่เกิดรอยร้าว	145
รูปที่ 2.3.44	แบบขยายจุดเชื่อมต่อแสดงให้เห็นรอยร้าวซึ่งเป็นผลจาก lamellar tearing	146
รูปที่ 2.3.45	แสดงการออกแบบคานเป็นคานเหล็กร่วมระหว่าง open-web truss และคานเหล็กประกอบ	147
รูปที่ 2.3.46	ภาพขยายรอยแตกแยกที่แผ่นเหล็ก	147
รูปที่ 2.3.47	แบบตัดขวางของคานที่ซ่อมแซมโดยได้มีเหล็กส่วนเอวเพื่อถ่ายแรง	147
รูปที่ 2.3.48	คานเหล็กเชื่อมขนาดใหญ่ที่รองรับหลังคาได้เกิดรอยแยกขนาดใหญ่เนื่องจาก brittle fracture ตามแนวดิ่ง	148
รูปที่ 2.3.49	แสดงรอยแยกที่มีขนานถึง 1 1/2 นิ้ว (38 มม.)ที่บริเวณด้านล่างของแผ่นเหล็กคาน	149
รูปที่ 2.3.50	แสดงการเสริมแผ่นเหล็กเพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้กับโครงสร้าง	150
รูปที่ 2.3.51	อาคารที่สร้างต่อเชื่อมกับ Manhattan Office Building ได้วิบัติลงขณะก่อสร้าง	151

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3.52	ภาพด้านข้างของระบบรองรับที่วิบัติแสดงให้เห็นว่า คานสำเร็จรูปที่ยึดแขวนเหล็กซึ่งเชื่อมติดกับแผ่นเหล็กไม่ได้วิบัติ	152
รูปที่ 2.3.53	จุดที่ไม่แข็งแรงซึ่งเป็นการต่อโดยการเชื่อมที่ไม่สมบูรณ์ทำให้เกิดการวิบัติขึ้น	153
รูปที่ 2.3.54	คานเหล็กสำเร็จรูปที่แขวนกับโครงสร้างเหล็ก ได้ทำการเชื่อมเหล็กยึดจากคานเหล็กแยกออกมาเพื่อยึดกับ Hangers.	153
รูปที่ 2.3.55	แสดงลักษณะรอยแตกร้าวที่ปลายของรอยเชื่อม (Crater crack)	154
รูปที่ 2.3.56	แสดงตำหนิของการเชื่อมในปีกคาน Steel Open-web joists ซึ่งเกิดรอยร้าวและรอยแยกเป็นผลให้เกิดการวิบัติ	155
รูปที่ 2.3.57	แสดงเหล็กค้ำยันแนวทแยงซึ่งได้เพิ่มเข้าไปเพื่อช่วยรองรับน้ำหนักของหลังคารวมทั้งการเพิ่มแผ่นเหล็ก	156
รูปที่ 2.3.58	การทดสอบโครงสร้างด้วยการเก็บน้ำเพื่อประกันว่าโครงสร้างรับน้ำหนักได้จริงหลังจากซ่อมแซมแล้ว	156
รูปที่ 2.3.59	แสดงลักษณะและตำแหน่งของคานของสะพาน	157
รูปที่ 2.3.60	โครงสร้างสะพาน Quebec Bridge ซึ่งเปิดในปี 1917 เป็นสะพานที่มีช่วงยื่นยาวที่สุดในโลก คือ 1800 ฟุต	159
รูปที่ 2.3.61	การเปรียบเทียบระหว่างสะพาน Quebec Bridge และ Forth Bridge	159
รูปที่ 2.3.62	แสดงการเชื่อมต่อโครงสะพานก่อนการวิบัติเพียงไม่นาน	160
รูปที่ 2.3.63	ภาพแสดงลักษณะทั่วไปหลังจากการวิบัติของสะพาน	160
รูปที่ 2.3.64	แสดงการออกแบบให้แรงในแนวแกนตัดกันที่จุดเดียว	163
รูปที่ 2.3.65	แสดงการค้ำยันในโครงหลังคา	165
รูปที่ 2.3.66	เหล็กเสริมแป่เพื่อป้องกันแรงบิด	166
รูปที่ 2.3.67	แสดงรอยต่อระหว่างเสากับฐานราก	168
รูปที่ 2.3.68	แสดงลักษณะการวิบัติของรอยต่อที่ฐานรากกับเสา	168
รูปที่ 2.3.69	แสดงรอยต่อฐานรากกับเสาแบบหุ้มโคนเสา	169
รูปที่ 2.3.70	แสดงประเภทของรอยต่อระหว่างคาน-เสา ที่ใช้ในโครงสร้างเหล็ก	170
รูปที่ 2.3.71	แสดงรอยต่อของโครงข้อหมุน (truss) โดยใช้ Riveted หรือ Bolted	171
รูปที่ 2.3.72	แสดงรอยต่อของโครงข้อหมุน (truss) โดยการเชื่อม	171
รูปที่ 2.3.73	แสดงชนิดของรอยเชื่อมแบบฟิลเลท	173

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3.74	แสดงรอยต่อแบบป้องกันการฉีกขาด	177
รูปที่ 2.3.75	แสดงการปิดตัวเชิงมุมและ การประกอบไม่ได้แนว	179
รูปที่ 2.3.76	แสดงโครงสร้างเหล็ก 8 ชั้นประกอบด้วยแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้พังลงมาระหว่างการก่อสร้าง	185
รูปที่ 2.3.77	ลักษณะของโครงสร้างก่อนเกิดการวิบัติ	185
รูปที่ 2.3.78	แสดงรูปแบบการวิบัติของอาคาร	185
รูปที่ 2.3.79	แสดงโครงสร้างเหล็กทั้งหมดได้ถล่มลงสู่พื้นพร้อม ทั้งแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก	185
รูปที่ 2.3.80	การต้านทานทางข้างของโครงสร้างเพื่อต้านทานแรงลมได้จัดเตรียมไว้โดย ใช้กำแพงอิฐก่อและความแข็งแกร่งของการเสริมเหล็กในพื้นคอนกรีต	186
รูปที่ 2.3.81	รอยเชื่อมที่ด้านล่างของแผ่นพื้นได้ฉีกออก ขณะเกิดการวิบัติ	187
รูปที่ 2.3.82	แสดงลักษณะของ Moment connection และ การต้านแรงกระทำ	188
รูปที่ 2.3.83	แสดงการต้านทานแรงกระทำทางข้างโดยใช้ Bracing	188
รูปที่ 2.3.84	รูปโดยทั่วไปของโครงสร้างเหล็กของ Racquet club ที่วิบัติระหว่างการ ก่อสร้างเนื่องจากแรงลม	189
รูปที่ 2.3.85	โครงเหล็กเชื่อมได้ล้มราบกับพื้นหลังจากการวิบัติ	189
รูปที่ 2.3.86	แสดงลักษณะของฐานเสาที่ยึดด้วยสลักเกลียว	190
รูปที่ 2.3.87	ภาพตัดด้านยาวของ Indianapolis High School ก่อนการวิบัติ	190
รูปที่ 2.3.88	ภาพตัดด้านยาวของ Indianapolis High School หลังการวิบัติ	191
รูปที่ 2.3.89	แสดงลักษณะโครงสร้างของอาคารเดิม	193
รูปที่ 2.3.90	แสดงโครงสร้างอาคารเมื่อทำการก่อสร้างครั้งใหม่	194
รูปที่ 2.3.91	การยกช่วงสะพานแขวนขึ้นติดตั้งยังตำแหน่ง	195
รูปที่ 2.3.92	ภาพก่อนที่จะเกิดการวิบัติขึ้นที่ช่วงสะพานแขวน	195
รูปที่ 2.3.93	แสดงช่วงสะพานแขวนขณะตกลงสู่แม่น้ำ	196
รูปที่ 2.3.94	แสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นที่คานรองรับตัวสะพานแขวน	196
รูปที่ 2.3.95	แสดงประเภทของ Crane	197
รูปที่ 2.3.96	ความผิดพลาดที่เกิดขึ้นในการประกอบและติดตั้ง	198
รูปที่ 2.3.97	ความผิดพลาดที่เกิดขึ้นในการประกอบและติดตั้ง	199

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1
บทนำ

1.1 ความเป็นมาของโครงการ

จากกรณีการถล่มของโรงแรมรอยัลพล่าซ่าที่จังหวัดนครราชสีมา การวิบัติของอาคาร new world ที่ประเทศสิงค์โปร์ซึ่งเป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นอย่างรุนแรงของโครงสร้างจนถึงขั้นทำให้เกิดการสูญเสียชีวิตและทรัพย์สินเป็นอย่างมากและการวิบัติที่เกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยกับโครงสร้าง (การวิบัติหมายถึง การชำรุดของอาคารหรือส่วนหนึ่งส่วนใดของอาคารซึ่งมากจนอาคารไม่สามารถใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ได้โดยปลอดภัย (ศ. อรุณ ชัยเสรี)) เช่นรอยร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจากความแตกต่างของอุณหภูมิของหลังคา รอยร้าวที่เกิดขึ้นจาก differential settlement รอยร้าวที่เกิดจากการรับน้ำหนักบรรทุกมากเกินไป ทำให้ไม่สามารถใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์หรือไม่มีความปลอดภัยกับผู้ใช้อาคารตลอดจนทำให้เกิดความไม่สวยงามกับอาคาร จะเห็นได้ว่าการศึกษาข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นในอดีตของการวิบัติต่างๆ เพื่อจะได้เข้าใจถึงสาเหตุของการวิบัตินั้นๆจะมีประโยชน์อย่างมากในการที่จะเป็นเครื่องเตือนใจในการป้องกันมิให้เกิดการวิบัติในลักษณะเดียวกันอีก

1.2 เป้าหมายและวัตถุประสงค์

1.2.1 เพื่อหาสาเหตุของการวิบัติของโครงสร้างจากลักษณะของการวิบัติที่เกิดเช่น ลักษณะของรอยร้าว

1.2.2 เพื่อหาวิธีการแก้ไขส่วนของโครงสร้างที่เกิดการวิบัติแล้วให้อยู่ในสภาพที่ใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์และมีความปลอดภัยกับผู้ใช้อาคาร

1.2.3 เพื่อหาวิธีการป้องกันมิให้เกิดการวิบัติในกรณีเดียวกันกับโครงสร้างอื่นๆอีก

1.3 โครงร่างและขอบเขตของการศึกษา

1.3.1 จะทำการรวบรวมการวิบัติของโครงสร้างต่างๆ มาทำการศึกษาหาสาเหตุการวิบัติเพื่อที่จะหาวิธีการแกไขและวิธีการป้องกัน

1.3.2 ขอบเขตที่จะทำการศึกษาการวิบัติของโครงสร้างได้แก่ การวิบัติของโครงสร้างเนื่องจากเสาเข็ม การวิบัติของโครงสร้างเนื่องมาจากฐานราก การวิบัติของตัวโครงสร้างได้แก่ โครงสร้างเหล็กและโครงสร้างคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.4 ลักษณะการศึกษา

1.4.1 การรวบรวมข้อมูลการวิบัติของโครงสร้างต่างๆ

1.4.2 ศึกษาถึงสาเหตุของการวิบัติของโครงสร้างนั้นๆว่ามีมาจากสาเหตุอะไรบ้างเป็นหลัก

1.4.3 ในกรณีที่โครงสร้างนั้นสามารถทำการแก้ไขได้ จะทำการศึกษาถึงแนวทางวิธีการแก้ไขการวิบัตินั้น

1.4.4 ศึกษาถึงแนวทางป้องกันเพื่อมิให้เกิดการวิบัตินั้นๆกับโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2
การวิบัติของโครงสร้าง

การวิบัติของโครงสร้างหมายถึง การชำรุดของโครงสร้างหรือส่วนหนึ่งส่วนใดของอาคารซึ่งมากจนอาคารไม่สามารถใช้งานตามวัตถุประสงค์ได้โดยปลอดภัย การวิบัติของอาคารจะเริ่มด้วยการแสดงอาการแตกร้าวของชิ้นส่วนของโครงสร้างหรือลักษณะอื่น เพราะในขั้นตอนการออกแบบก็จะออกแบบให้มีรอยร้าวเกิดขึ้นก่อนการวิบัติเพื่อเป็นเครื่องเตือนให้ทราบล่วงหน้า เช่นการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะออกแบบแบบให้เหล็กถึงจุดคลาดก่อนคอนกรีต ถ้ารอยร้าวเหล่านั้นถูกปล่อยทิ้งไว้ไม่ได้รับการซ่อมแซมแก้ไขก็จะทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติจนถึงขั้นรุนแรงได้

การวิบัติเหล่านี้จะเกิดขึ้นกับอาคารและจะมีผลเกี่ยวเนื่องกัน การวิบัติของเสาเข็มเพียงต้นเดียวก็ทำให้ฐานรากเกิดการวิบัติไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้ ฐานรากวิบัติเพียงฐานเดียวทำให้อาคารทั้งหลังถล่มลงมาได้ โดยการวิบัติจะเกิดขึ้นกับส่วนต่างๆ ได้แก่ ส่วนของโครงสร้างใต้ดินซึ่งจะเป็นส่วนของฐานรากและเสาเข็ม การวิบัติที่เกิดเช่น การวิบัติของตัวเสาเข็มคือเสาเข็มไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ การทรุดตัวที่แตกต่าง การวิบัติเนื่องจากแรงดันทางด้านข้าง ส่วนการวิบัติของโครงสร้างบนดินจะแบ่งเป็น การวิบัติของตัวโครงสร้างเหล็ก การวิบัติของตัวโครงสร้างคอนกรีต

2.1 การวิบัติของฐานราก

ฐานรากเป็นส่วนของโครงสร้างที่อยู่ใต้ดิน (substructure) ซึ่งจะเป็นองค์อาคารที่จะทำหน้าที่ในการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากชิ้นส่วนของโครงสร้างเช่น เสา กำแพง ลงสู่ที่รองรับซึ่งอาจเป็นดิน ในกรณีที่ดินมีความสามารถในการรับแรง(unconfined compressive strength มีค่ามาก)ได้ดีและมีค่าการทรุดตัวน้อย หรืออาจจะใช้ฐานรากเข็มในกรณีที่มีความสามารถในการรับแรงของดินไม่ดีพอ โดยจะทำหน้าที่ถ่ายแรงลงสู่ชั้นดินที่มีความสามารถในการรับแรงมากกกว่า ฉะนั้นฐานรากจึงเป็นสิ่งที่สำคัญเป็นอย่างมากของอาคาร ถ้าฐานรากเกิดการวิบัติก็จะทำให้โครงสร้างส่วนบนเกิดการวิบัติไปด้วยการวิบัติอาจจะเกิดขึ้นรุนแรง เช่น การวิบัติของอาคารที่ตลิ่งชันจนทำให้มีผู้เสียชีวิตและโครงสร้างเกิดการถล่มทั้งหลัง การวิบัติที่เกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยเช่น การแตกร้าวของอาคารเนื่องจากการทรุดตัวที่แตกต่างซึ่งจะทำให้โครงสร้างเกิดความไม่สวยงามและถ้าปล่อยไว้โดยไม่ได้รับการแก้ไขจะทำให้เกิดการวิบัติที่รุนแรงได้ การวิบัติจะแบ่งออกเป็นดังนี้ การวิบัติของเสาเข็ม การทรุดตัวที่แตกต่าง การวิบัติเนื่องจากแรงดันทางด้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.1.1 การวิบัติของโครงสร้างเนื่องจากการวิบัติของเสาเข็ม

2.1.1.1 กรณีศึกษาของการวิบัติของเสาเข็ม

2.1.1.1.1) การวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 ชั้นที่ตลิ่งชัน

ลักษณะของอาคาร

อาคารดังกล่าวเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ตั้งอยู่ที่ซอยพิทักษ์รวม 2 ถนนสวนผักเขตตลิ่งชัน ปลูกสร้างบนพื้นดินห้องรองสวนอาคารขนาดกว้าง 4 เมตร ยาวประมาณ 16 เมตร ลักษณะการสร้างคล้ายห้องแถวแต่มีคูหาเดียว พื้นชั้นล่างสูงกว่าระดับดินเดินประมาณ 1 เมตร ก่อนพังทลายได้สร้างถึงพื้นชั้น 3 มีโครงสร้างเสาคานเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กก่ออิฐมอญติวงกบหน้าต่างเรียบร้อย พื้นอาคารเป็นพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรงชนิดท้องเรียบวางปูบนคานทั้ง 3 ชั้นแล้ว แต่ยังไม่ได้เทคอนกรีตทับหน้า การวิบัติครั้งนี้ทำให้มีผู้เสียชีวิต 2 ราย

ความเสียหาย

การพังทลายคาดว่าเริ่มจากฐานรากด้านซ้ายทรุดตัวยุบลงไปและฉุดฐานรากตัวอื่นแต่ฐานตัวอื่นไม่ได้ตามไปด้วย จึงทำให้อาคารทั้งหลังล้มลงไปด้านซ้ายมือลงไปกองบนพื้นดินโครงสร้างหักพังทลายที่รอยต่อเสากับคานเป็นส่วนใหญ่

สาเหตุของการวิบัติ

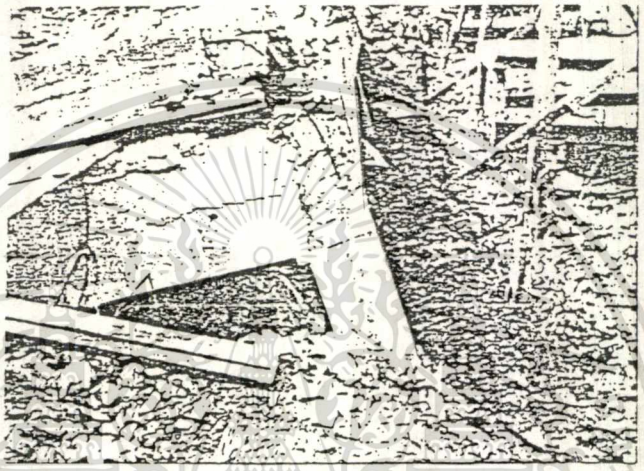
สาเหตุการพังทลายพอสันนิษฐานได้ดังนี้

1) ขนาดและความยาวเสาเข็มที่ใช้ตอกในพื้นที่ห้องร่องสวน ใช้เข็ม 6.00 เมตร จำนวนฐานละ 9 ต้นตอกลงไปในด้านห้องร่องสวนซึ่งดินค่อนข้างอ่อนและมีน้ำขังมากอาจจะไม่เพียงพอสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3 ชั้น ซึ่งจากภาพฐานรากตัวขวาจะมีการเอียงตัวไปทางซ้ายฐานรากตัวซ้ายจึงน่าจะเกิดการทรุดตัวมากที่สุดเนื่องจากเสาเข็มไม่สามารถรับน้ำหนักของอาคารได้ จึงทำให้เกิดการทรุดตัวของฐานรากเสาเข็มอย่างรวดเร็วจนเกิดการวิบัติดังกล่าว

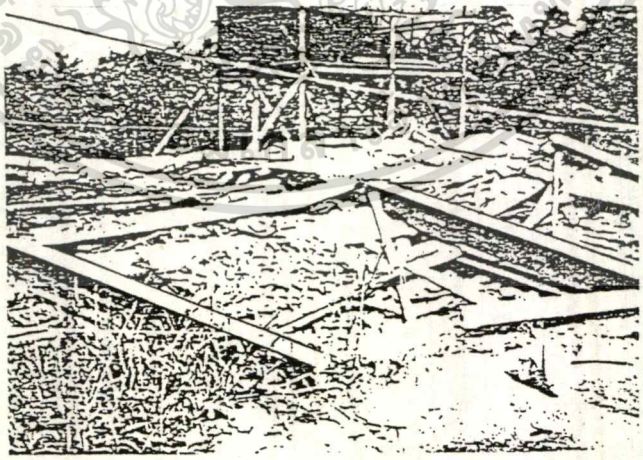
2) ลักษณะของอาคารสร้างคล้ายห้องแถวสูง 3 ชั้นแต่มีคูหาเดียวทำให้โครงสร้างมีเสถียรภาพไม่ค่อยดีประกอบกับการก่อสร้างซึ่งค่อนข้างผิดหลักวิชาช่างปกติ กล่าวคือมีการก่ออิฐผนังด้านข้างและปูพื้นคอนกรีตสำเร็จรูปแล้วแต่ยังไม่มีการเทคอนกรีตทับหน้าพื้นทั้งสามชั้นทำให้โครงสร้างต้องรับน้ำหนักมาก แต่พื้นอาคารกลับไม่ได้ช่วยเพิ่มเสถียรภาพของอาคารเลย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3) รายละเอียดการเสริมเหล็กคานยึดกับเสาใช้วิธีการงอขอเหล็กเสริมคานเกี่ยวเข้ากับเหล็กเสา (เพราะเป็นคานช่วงเดียวไม่ต่อเนื่อง) ทำให้ข้อต่อของคานกับเสาสามารถรับโมเมนต์ดัดได้เพียงเล็กน้อย การพังทลายจึงพบว่ามีการแตกหักรายต่อคานกับเสาเกือบทุกตำแหน่ง



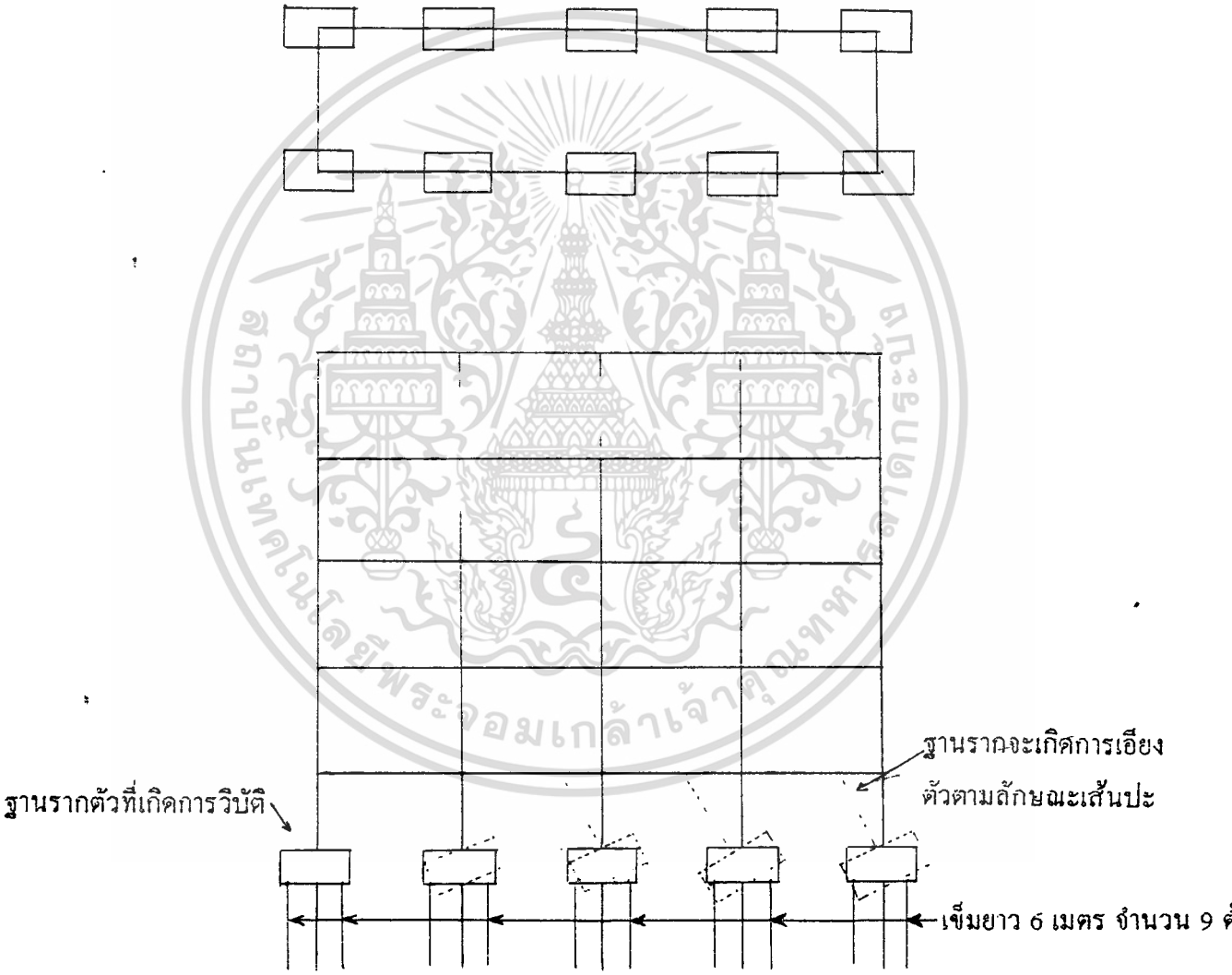
รูปที่2.1.1 แสดงการเอียงตัวของฐานรากตัวทางขวาจะมีลักษณะเอียงไปทางด้านที่มีการทรุดตัวมาก



รูปที่ 2.1.2 แสดงภาพการพังทลายของอาคาร จะสังเกตุได้จากลักษณะการล้มของเสาจะเอียงไปทางด้านที่มีการทรุดตัวมากที่สุดคือฐานรากตัวซ้ายสุด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปที่ 2.1.3 ภาพแปลนของอาคาร การวิบัติจะเกิดขึ้นกับฐานรากตัวซ้ายสุดที่ได้ตอกเข็มลงไปในท้องร่องสวนซึ่งเป็นดินค่อนข้างอ่อนทำให้ฐานรากเกิดการทรุดตัวอย่างรวดเร็วเนื่องจากเข็มรับน้ำหนักแบบ friction และดึงฐานรากตัวอื่นจึงเป็นสาเหตุให้อาคารดังกล่าวเกิดการถล่มลงมา



รูปที่ 2.1.3 แสดงภาพแปลนและภาพด้านข้าง และลักษณะการวิบัติของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.1.4 แสดงการหักที่รอยต่อคานกับเสา

สรุป

ความวิบัติของอาคารดังกล่าวน่าจะเกิดจากการที่ใช้เข็มสั้นโดยรับน้ำหนักแบบ friction ซึ่งดินบริเวณนั้นมีค่า Unconfined Compressive Strenght ต่ำเนื่องจากเป็นดินเลนและโคลนอ่อน ทำให้เสาเข็มไม่สามารถรับน้ำหนักของอาคารที่ถ่ายลงสู่ฐานรากได้ ทำให้เข็มมีการเคลื่อนตัวอย่างรวดเร็วและพาฐานรากจมลงประกอบกับช่วงนั้นมีการกองอิฐไว้ที่ชั้น 3 ทำให้เกิดการเพิ่มน้ำหนักด้วยจึงทำให้ฐานรากตัวซ้ายทรุดลงอย่างรวดเร็วจนทำให้เกิดการวิบัติ

การแก้ไข ไม่สามารถทำการแก้ไขได้ ต้องทุบทิ้งและทำการสร้างใหม่

การป้องกัน

จะต้องทำการศึกษาสภาพดินที่จะตอกเข็มเพราะว่าบางจุดบางต่ำแหน่งที่จะตอกเสาเข็ม สภาพดินแตกต่างกันมาก เช่นการสร้างบริเวณที่เป็นร่องน้ำและใช้เข็มที่มีความยาวเพียง 6 เมตร ฉะนั้นบริเวณนี้ควรจะใช้เข็มที่ยาวขึ้นหรือก่อสร้างฐานรากหลบบริเวณนี้

2.1.1.1.2) กรณีศึกษาการทรุดตัวของทาวน์เฮ้าส์ในหมู่บ้าน จิรธร

การวิบัติเป็นผลมาจากเสาเข็มทำให้อาคารทาวน์เฮ้าส์ดังกล่าวได้เกิดการทรุดตัวเอียงทั้งแถว เมื่อ 24 เมษายน 2534

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ลักษณะอาคาร

สถานที่ตั้ง ถนนสุขาภิบาล 3 เขตบึงกุ่ม กทม ทาวน์เฮาส์ที่เกิดเหตุเป็นอาคาร 2 ชั้น สร้างติดต่อกันเป็นแถวประมาณ 20 คูหาโดยแต่ละหลังกว้าง 4 เมตร ลึก 14.3 เมตร หลังคามุงกระเบื้องลอนคู่ พื้นอาคารเป็นพื้นสำเร็จรูประบบ Double Tee วางบนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ระดับพื้นชั้นล่างยกสูงจากระดับดินเดิมประมาณ 1.20 เมตร โดยที่มีตอม่อลอยเหนือหลังฐานรากอยู่ใต้ท้องคานชั้นแรก ยาวประมาณ 1.20 เมตร ฐานรากเสาเข็มเดี่ยวขนาด I-18 ยาว 15 เมตร ใช้ 2 ท่อนต่อกัน อาคารสร้างเสร็จแล้วประมาณ 4 เดือน ขณะเกิดเหตุมีผู้เข้าอยู่อาศัยบ้างแล้วโดยย้ายเข้าไปประมาณ 20 วัน รั้วคอนกรีตบล็อคด้านหลังอาคารก่อวางบนแผงคอนกรีตเสริมเหล็กกันดินที่รองรับด้วยคานคอนกรีตเสริมเหล็กยาว 2.3 เมตร ยื่นออกจากแนวเสาช่วยสุดท้ายของอาคาร

ความเสียหาย

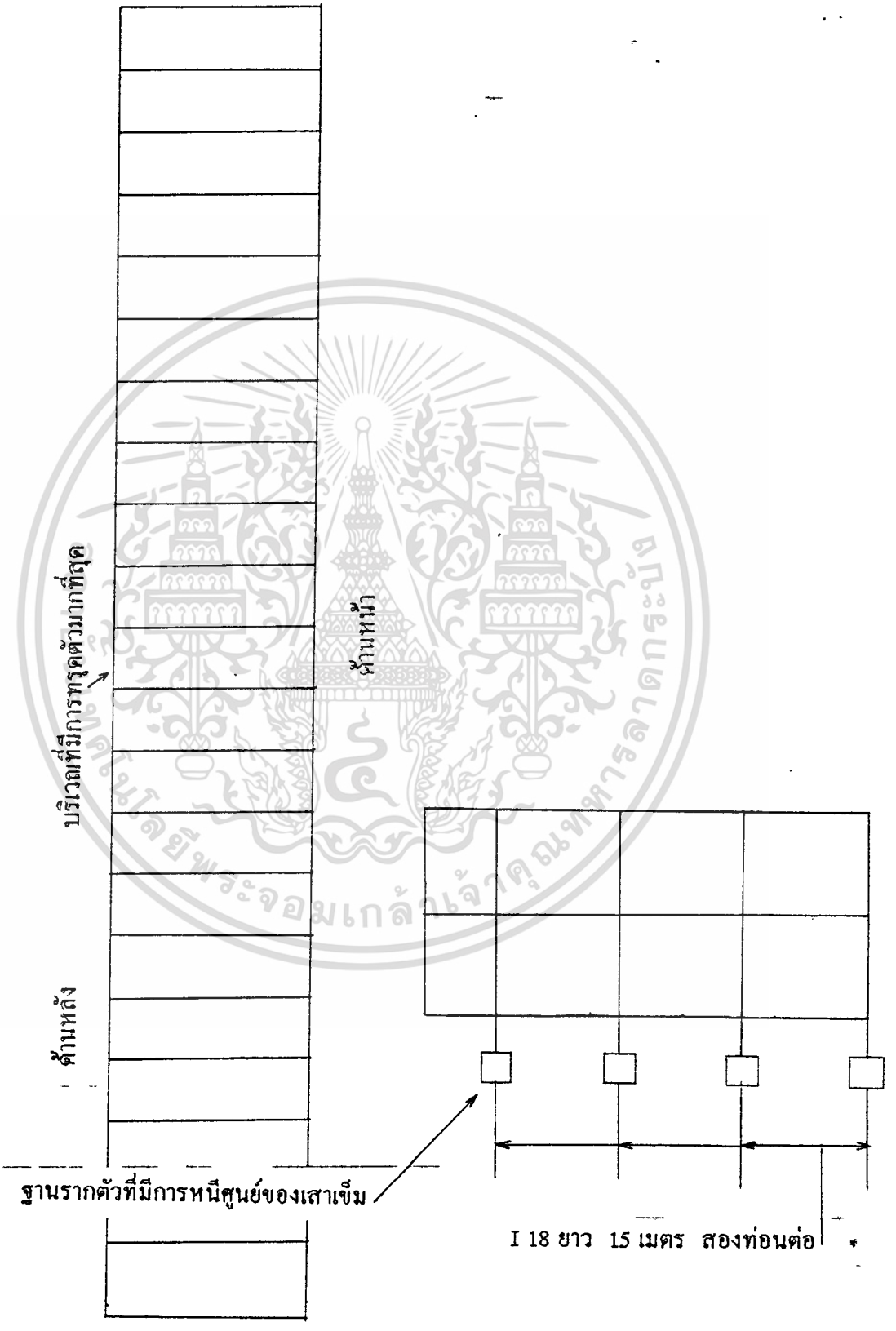
ทาวน์เฮ้าส์เกิดการทรุดตัวเสียหายรวมทั้งสิ้น 18 หลัง ตั้งแต่บ้านเลขที่ 7/311 ถึง 7/338 การทรุดตัวมากที่สุดพบที่บ้านเลขที่ 7/321 ถึง 7/325 ซึ่งอยู่ประมาณกึ่งกลางโดยอาคารทรุดและเอียงไปทางด้านหลัง วัดการทรุดตัวได้สูงสุดประมาณ 1.20 เมตร เป็นเหตุให้โครงสร้างและผนังแตกร้าว จนอยู่ในสภาพที่ไม่สามารถใช้งานได้อีก จากการสอบถามผู้อยู่อาศัยได้ความว่าก่อนวันเกิดเหตุมีฝนตกหนักเป็นเวลา 2-3 วัน ติดต่อกันในวันเกิดเหตุ การทรุดตัวมาเริ่มเกิดในช่วงสายประมาณ 10.00 น. และกินเวลานานประมาณเกือบ 2 ชม.กว่าการทรุดตัวจะหยุด

สาเหตุของการวิบัติ

จากการตรวจสอบที่เกิดเหตุ พบว่าการทรุดตัวเนื่องจากการวิบัติของฐานรากอาคาร ซึ่งอาจจะเกิดจากสาเหตุใหญ่ได้ 2 สาเหตุ คือ ประการแรก กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มไม่สามารถทานน้ำหนักตัวอาคารที่ถ่ายลงเข็มได้ ประการที่สอง คือ ระบบฐานรากซึ่งประกอบด้วยเสาเข็มฐานรากและตอม่อไม่สามารถรับแรงต่าง ๆ ที่เกิดจากการถ่ายน้ำหนักจากเสาอาคารลงสู่เสาเข็มได้

จากการพิจารณาสภาพในและโครงสร้างอาคารที่สามารถตรวจสอบได้ ทั้งก่อนและระหว่างการทุบรื้อของคณะกรรมการฯ ขอตั้งข้อสังเกตุเกี่ยวกับสาเหตุเป็นไปได้ที่อาจเป็นตัวการนำไปสู่การวิบัติของฐานรากอาคารดังกล่าว ดังนี้คือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.1.5 แสดงภาพแปลนทาวน์เฮ้าส์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1)การประมาณน้ำหนัก พบว่าน้ำหนักชิ้นส่วนอาคารในสภาพเดิมก่อนต่อเติม ที่ถ่ายจากเสาลงสู่ฐานรากตัวในสุดมีขนาด 18 ตันต่อ น้ำหนักบรรทุกที่ต่อเติมประมาณ 3 ตันรวมน้ำหนักทั้งหมด 21 ตัน ในขณะที่เสาเข็มเดี่ยวขนาด I-18 ยาว 15 เมตรจะสามารถรับน้ำนักสูงสุดสำหรับสภาพดินทั่วไปบริเวณกรุงเทพฯได้ไม่เกิน 22-25 ตัน ซึ่งตามมาตรฐานให้รับน้ำหนักปลอดภัยได้ไม่เกิน 8 ถึง 12.5 ตันต่อตันเท่านั้นคือมี Factor of Safety 2-2.5

2)การที่ฝนตกหนักติดต่อกันจนทำให้เกิดน้ำท่วมจะทำให้ชั้นดินบริเวณใกล้เคียงผิวดินค่อย ๆ อ่อนตัวและสูญเสียกำลัง ซึ่งจะทำให้กำลังรับน้ำหนักของเสาเข็มลดลงได้ส่วนหนึ่ง

3)การก่อสร้างด้านหลังอาคารชิดสำรองสาธรณะซึ่งขณะตรวจสอบถูกดินถมกลับทับจนไม่ปรากฏร่องรอยสำรองเดิม โดยธรรมชาติดินบริเวณสำรางและบริเวณใกล้เคียงมักเป็นดินเลนหรือดินอ่อน ซึ่งอาจมีส่วนทำให้เสาเข็มรับน้ำหนักได้น้อยกว่าปกติ

4)การถมดินบริเวณด้านหลังอาคารสูงจากดินเดิมประมาณ 1.2 เมตร เป็นการเพิ่มน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มส่วนหนึ่ง นอกจากนั้นน้ำหนักดิน น้ำหนักเครื่องจักรและแรงสั่นสะเทือนจากการบดอัดอาจทำให้ดินซึ่งอ่อนตัวอยู่แล้วเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างเข้าหาบริเวณอาคารดิน เสาเข็มซึ่งเป็นเข็มขนาดเล็กสองท่อนต่อและดินดันตอม่อที่ลอยเหนือพื้นดินอาจทำให้ข้อต่อของเสาเข็มขยับเคลื่อนจากตำแหน่งเดิมได้ง่ายอันจะส่งผลให้ระบบฐานรากมีกำลังรับน้ำหนักลดลงส่วนหนึ่ง อนึ่งการตรวจสภาพพบว่าไม่มีร่องรอยแตกแยกที่ผิวดินถมข้างอาคารหรือดินอุดใต้พื้นอาคารซึ่งเป็นการระบุว่าการเคลื่อนตัวของดินจากดินถมมิได้เกิดขึ้นในระหว่างการทรุดตัวของอาคาร จากปากคำของชาวบ้านทราบว่าการถมดินบริเวณหลังอาคารได้ทำการก่อนการก่อสร้างอาคารใกล้แล้วเสร็วประมาณ 2 เดือน

5)การตอกเสาเข็มไม่ตรงตำแหน่งหรือเสาเข็มเคลื่อนตัว เนื่องจากแรงดันดินที่เกิดขึ้นก่อนการหล่อคานชั้นหนึ่งยึดครั้งตอม่อ อาจเป็นสาเหตุทำให้เสาอาคารและเสาเข็มให้เสาอาคารและเสาเข็มไม่ตรงศูนย์กันถ้ามิได้ทำการแก้ไขดีพอแล้วฐานรากอาจจะวิบัติ โดยตอม่ออาจหลุดจากหัวเสาเข็มหรือเอนจากแนวเสาอาคาร เมื่อฐานรากตัวหนึ่งวิบัติน้ำหนักของอาคารจะถ่ายไปตัวข้างเคียงเหนี่ยวรั้งดึงอาคารให้เอียงลงตามกัน จากการตรวจสอบพบว่าตอม่ออาคารห้องกลางบริเวณที่มีการทรุดตัวเกิดขึ้นสูงสุดมีลักษณะเอียงและเยื้องจากตำแหน่งเสามาก โดยที่ไม่ปรากฏลักษณะชี้ว่ามีการดัดแปลงแก้ไขโครงสร้างตอม่อหรือฐานรากใด ๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สรุป

การทรุดตัวของทาวน์เฮ้าส์ครั้งนี้น่าจะเกิดจากสาเหตุการเคลื่อนตัวของต่ำแหน่งเข็มหรือเข็มหนีศูนย์ มีลักษณะที่แสดงดังนี้คือมีเหล็กยืนเสาถูกพับได้คานเข้าหาต่ำแหน่งตอม่อที่เยื้องศูนย์ มีการเอียงตัวอย่างมากของตอม่อของเสาช่วงในอาคาร การที่ไม่มีรอยแตกปรากฏที่จุดต่อระหว่างหัวตอม่อและได้คานแสดงว่าการเอียงตัวเกิดขึ้นเนื่องจากการก่อสร้างมิใช่เพราะอาคารทรุดตัว

การแก้ไข

ไม่สามารถทำได้เพราะอาคารแตกร้าวจนไม่สามารถจะใช้การได้อีก ต้องรื้อและทำการทุบทิ้งแล้วทำการก่อสร้างใหม่

การป้องกัน

ในขั้นตอนการก่อสร้างผู้ควบคุมงานต้องเอาใจใส่ดูแลการตอกเข็มเป็นพิเศษ เพื่อลดปัญหาเสาเข็มเยื้องศูนย์ โดยเฉพาะฐานรากเข็มเดี่ยวที่อาจเกิดจากความบกพร่องในการตอกเข็มหรือปัญหาดินคันเสาเข็มเนื่องมาจากการถมหรือการขุดดิน เพราะกำลังรับน้ำหนักของฐานรากเข็มเยื้องศูนย์จะลดต่ำกว่าที่ควรจะเป็นมาก เสาเข็มที่เกิดการเยื้องศูนย์ทุกต้นต้องทำการออกแบบแก้ไขฐานราก

2.1.1.2 การวิบัติของฐานรากเสาเข็มตามทฤษฎี

การวิบัติของฐานรากเสาเข็มแบ่งได้เป็น

1) การวิบัติของเสาเข็มเดี่ยว Terzaghi ได้แบ่งการวิบัติของเสาเข็มเดียวภายใต้น้ำหนักบรรทุกไว้ 4 แบบ คือ

1.1. BUCKLING ของเข็มที่มีชั้นดินอ่อนล้อมรอบ เสาเข็มที่ปลายอยู่บนชั้นดินแข็งมาก (ชั้นหิน) โดยมีดินอ่อนมากล้อมรอบจะทำให้มีแรงดันรอบ ๆ ของดิน (lateral resistance) ต่ำมาก การวิบัติของเสาเข็มประเภทนี้เป็นไปแบบทันทีทันใด เมื่อตัวเสาเข็มไม่สามารถจะรับน้ำหนักบรรทุกได้ต่อไปจะวิบัติแบบ compression bucking ตามรูปภาพที่ 2.1.6 - 1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2 GENERAL SHEAR FAILURE ของดินแข็งได้ชั้นดินอ่อน เข็มที่ตอกไปในชั้นดินอ่อน (low strenght) และปลายวางอยู่บนชั้นดินแข็ง (high strenght) การเพิ่มน้ำหนักบรรทุกมากจะทำให้เกิด (general shear faihure) ในชั้นดินแข็ง การวิบัติแบบนี้จะเกิดขึ้นอย่างรุนแรงตามรูปกราฟที่ 2.1.6 - 2

1.3 COMBINATION OF FRICTION AND POINT BEARING FAILURE จะเกิดชั้นดินที่มีสภาพสม่ำเสมอ (uniform strength) การวิบัติเป็นทั้ง friction และ punching shear การวิบัติจะไม่รุนแรงและไม่มีจุดวิบัติที่แน่นอนตามรูป 2.1.6 - 3

1.4 FRICTION FAILURE เป็นลักษณะที่เข็มที่น้ำหนักบรรทุกทำให้เกิด friction ที่รับอย่างเห็นได้ชัด การวิบัติชนิดนี้จะเป็นแบบทันทีได้ตามรูปกราฟที่ 2.1.6 - 4 การวิบัติจะเกิดทันทีเมื่อน้ำหนักบรรทุกถึงจุดสูงสุด

การวิบัติของเข็มเดียวที่กล่าวมาแล้วนี้เป็นการวิบัติที่เกิดขึ้นในชั้นดินที่สม่ำเสมอ แต่ในบางกรณีจะต้องพิจารณาเป็นพิเศษ เช่น เข็มอาจจะเป็น friction อย่างเดียวเมื่อเป็นเสาเข็มชนิดนี้มีพื้นที่รับ friction มากกว่าพื้นที่รับ point bearing มาก ถึงแม้ว่าเข็มตอกผ่านชั้นดินอ่อนและปลายวางบนชั้นดินแข็งแต่ดินทั้งสองชนิดมีกำลังต่างกันไม่มาก

2) การวิบัติของเข็มกลุ่ม

ฐานรากเสาเข็มนั้นโดยทั่วไปจะประกอบเป็นกลุ่มเข็ม ลักษณะการวิบัติของกลุ่มเข็มซึ่งแบ่งได้เป็น

การวิบัติของเข็มเดียวแต่ละต้น เมื่ออยู่ไกลกันพอประมาณหรือในบางกรณี เมื่อเข็มอยู่ใกล้กันมาก shear zone ของเข็มจะทับกัน (overlap) ซึ่งตามทฤษฎีแล้วจะทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักของแต่ละต้นในกลุ่มน้อยลง ดังนั้นจึงจะต้องมีส่วนลด (group reduction) ในบางกรณีดูรูปที่ 2.1.7

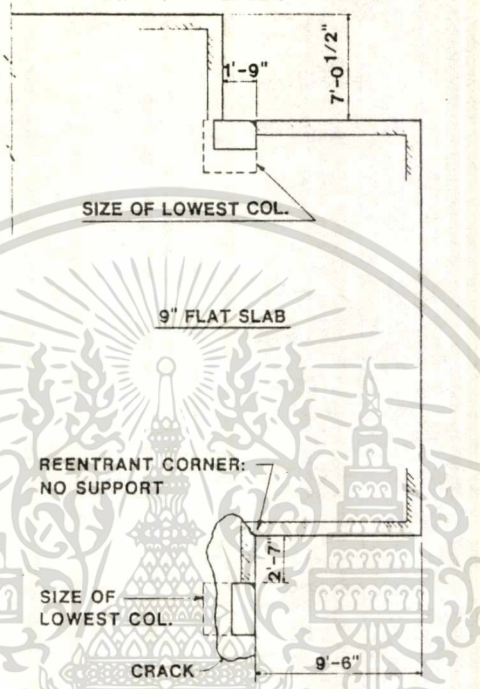
การวิบัติของเข็มที่กล่าวข้างต้นในบางครั้งอาจจะเป็นไปในกรณีใดกรณีหนึ่งก็ได้ การวิบัติของกลุ่มเข็มต่าง ๆ ซึ่งพอจะแบ่งได้เป็น

การวิบัติของกลุ่มเข็มในชั้นทราย จากการทดลองพบว่าเข็มตอก (driven pile) ในชั้นทรายที่มีจุดศูนย์กลางระหว่าเข็มห่างกันประมาณ 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางของเข็มพบว่า ความสามารถการรับน้ำหนักของกลุ่มเข็มจะมากกว่าผลรวมของความสามารถในการรับน้ำหนักของเข็มแต่ละต้น ทั้งนี้เนื่องจากจะมีการทับกันของ compaction zones ใกล้เข็มจึงทำให้ความสามารถในการรับน้ำหนักเพิ่มขึ้น ซึ่งจะตรงกันข้ามกับเข็มเจาะ (bore pile) ในชั้นดิน ทรายจะมีการทับกัน (over lap) ของ shear zones ทำให้ความ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.2.1.9 การวิบัติที่ East side high-rise

โครงสร้างคอนกรีตเบาเสริมเหล็กสูง 38 ชั้น ในนิวยอร์คได้เกิดรอยร้าวที่บริเวณเสาด้านนอกรอบตัวอาคารและที่ reentrant corner ข้อสังเกตที่น่าสนใจคือ การวิบัติดังกล่าวเกิดขึ้นเฉพาะพื้นชั้นบน ๆ โดยพื้นชั้นล่างซึ่งมีขนาดเสาที่ใหญ่กว่าเนื่องจากต้องรับน้ำหนักของอาคารที่สูงมากไม่มีรอยร้าวเกิดขึ้นแต่อย่างใด



รูปที่ 2.2.32 การวิบัติบริเวณ reentrant corner และรอยร้าวที่เกิดขึ้นเนื่องจาก punching รอบเสาตั้งแต่ชั้นที่ 18 ขึ้นไป

เสามีขนาดเปลี่ยนแปลงตั้งแต่ 16 นิ้ว (406 มม.)ที่ชั้นบน ๆ จนถึง 36 นิ้ว (914 มม.) ที่ชั้นล่าง ขนาดของเสาดังกล่าว เพื่อรองรับน้ำหนักที่ใช้ในการออกแบบโดยไม่ได้พิจารณาถึงแรงเฉือนบริเวณหัวเสา

สาเหตุการวิบัติ

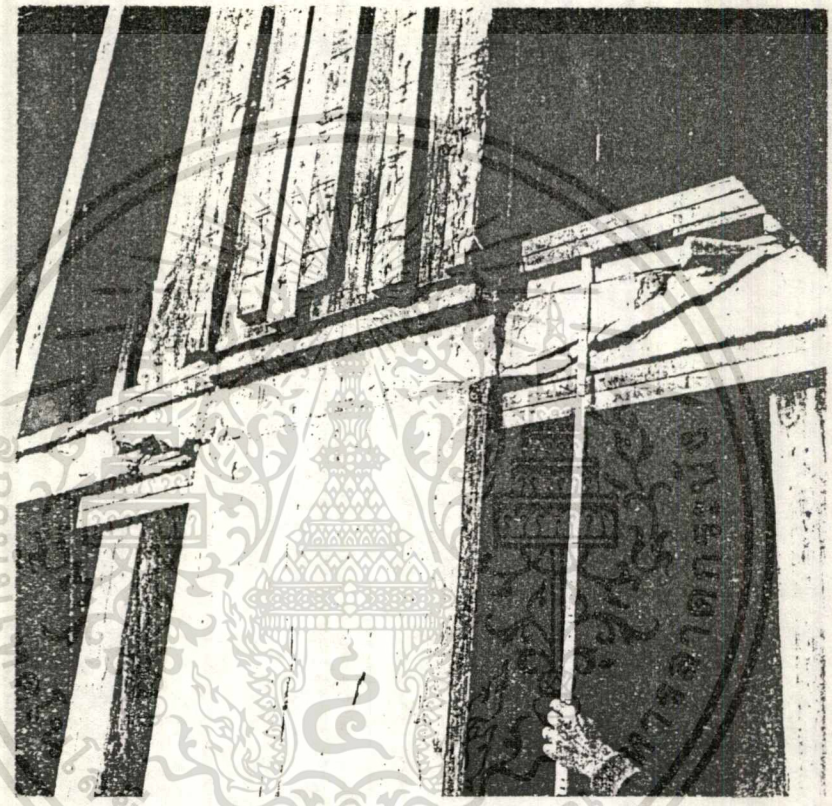
ในตอนแรกที่เกิดรอยร้างขึ้นได้มีการเดาสาเหตุว่าเกิดจากเหล็กเสริมด้านบนได้ตกลงจากตำแหน่งและจากการกระแทกบริเวณพื้น หรือโดยน้ำหนักในระหว่างการก่อสร้างหรือคอนกรีตที่ใช้มีกำลังต่ำ

จากการวิเคราะห์พื้นหนา 9 นิ้ว (229 มม.) (ไม่มีคานรอบนอก) แสดงให้เห็นถึงหน่วยแรงเฉือนที่ริมมีค่ามาก และบริเวณ reentrant corner (รูปที่) ไม่มั่นคง คือไม่มีเหล็กเสริมแนวทะแยงและ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ไม่มีที่รองรับที่มุมดังกล่าวทำให้มีหน่วยแรงดึงมากเกินกว่าความสามารถรับแรงดึงทะแยงของคอนกรีตและสาเหตุของรอยร้าวยังเกิดจากหน่วยแรงเฉือนปิดที่สูงมากรวมกับคอนกรีตที่มีกำลังต่ำ

พื้นบริเวณที่มีรอยร้าว แต่ละชั้นได้รับการทดสอบการรับน้ำหนักบรรทุกเท่ากับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ซึ่งพื้นจะเกิดการพังหลังจากเริ่มบรรทุกน้ำหนักประมาณ 22 ชม. (สั้นกว่าเวลาที่กำหนดใน ACI 318 คือ 24 ชั่วโมง) รอยแตกแยกจาก punching shear แสดงให้เห็นดังรูปที่ 2.2.33



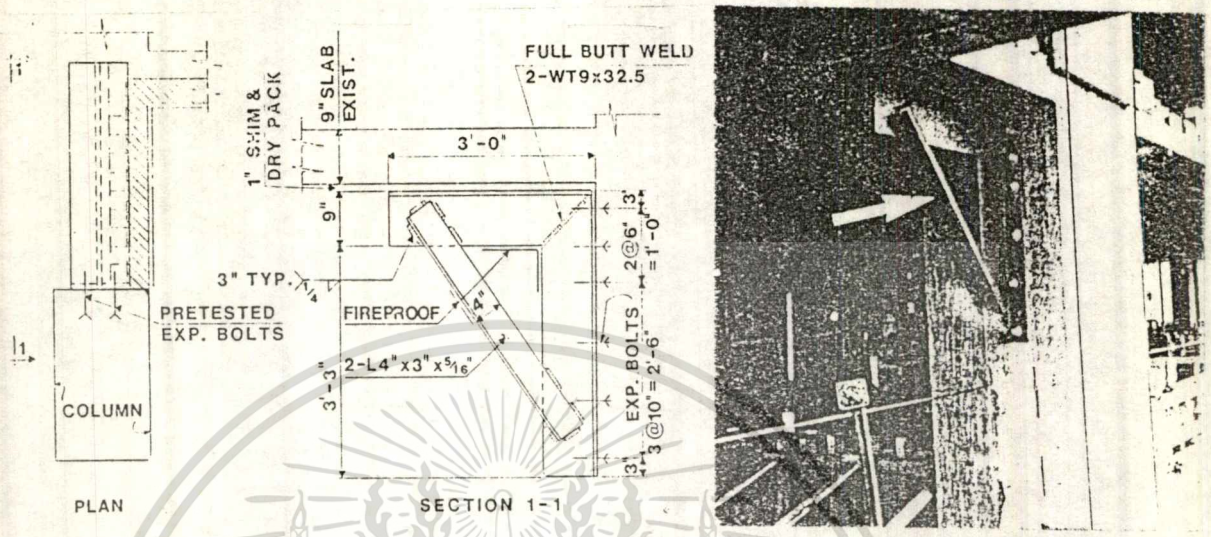
รูปที่ 2.2.33 การวิบัติเนื่องจาก punching shear ที่เสารอบนอกของอาคาร หลังจากมีการทดสอบรับน้ำหนักเต็มที่เป็นเวลา 22 ชั่วโมง

การแก้ไข

การซ่อมแซมอาคารได้ตัดสินใจใช้ pressure-injected low-viscosity epoxy และเพิ่มที่รองรับในบริเวณดังกล่าว

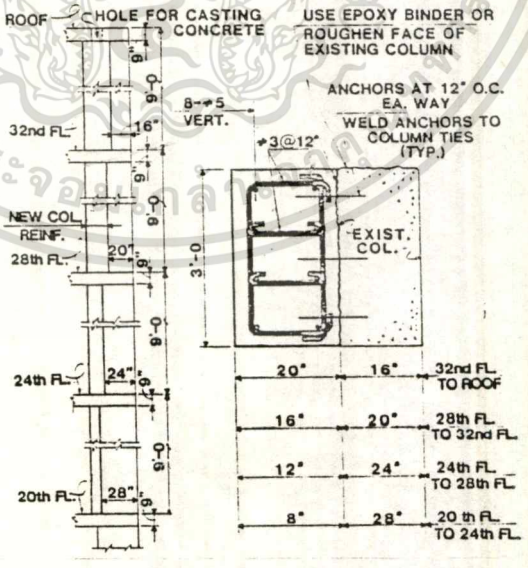
วิธีการซ่อมแซมโดยการเพิ่มขนาดที่รองรับโดยที่ reentrant corner ซึ่งเป็นบริเวณห้องครัวได้ใช้โครงเหล็กหูช้างยึดติดกับด้านข้างของเสาโดยสลักเกลียว และเพื่อต้านแรงบิดโดยได้ให้สลักเกลียวลึกเข้าไปในเสา 10 นิ้ว ซึ่งสลักเกลียวแต่ละตัวได้มีการทดสอบการต้านทานแรงดึงออก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.34 structure-steel brackets bolts ที่ติดกับด้านข้างของเสาคอนกรีต เพื่อใช้รองรับ reentrant corner และต้านทานแรงบิด

และเพื่อลดหน่วยแรงเฉือนที่เสาด้านนอกของอาคารด้วยการเพิ่มขนาดของเสาตั้งแต่ชั้นที่ 20 ขึ้นไปโดยการเทคอนกรีตเพิ่มข้างเสา ซึ่งเชื่อมต่อกันด้วยหมุดเหล็กและ epoxy



รูปที่ 2.2.35 ขนาดของเสาคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นให้มีขนาด 36 นิ้ว x 36 นิ้ว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การป้องกัน

1.หลีกเลี่ยง reentrant corner ที่ไม่มีที่รองรับบริเวณรอบนอกของพื้น หรือ ควรมีการเสริมเหล็กทะแยงในพื้นให้มากพอกับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นบริเวณมุม

2.ควรระมัดระวัง เกี่ยวกับหน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงบิดที่เสาด้านนอกของพื้นแผ่นเรียบ ซึ่งสามารถทำให้มีค่าน้อยที่สุด โดยการเพิ่มขนาดของเสาบริเวณดังกล่าว

2.2.2.1.10 การวิบัติของอาคารจอดรถ DOWNSTATE

อาคารออกรถ 7 ชั้น ซึ่งออกแบบและก่อสร้างเป็นพื้นคอนกรีตช่วงยาวหล่อในที่ และเพียงไม่นานหลังจากการย้ายค้ำยันออก ก็ได้มีรอยร้าวเกิดขึ้นที่ตำแหน่งที่มีการค้ำยันเดิม ดังนั้นเพื่อความปลอดภัยของโครงสร้าง จึงได้ทำค้ำยันชั่วคราวขึ้นเพื่อรองรับส่วนที่เกิดรอยร้าว (รูปที่ 2.2.36)

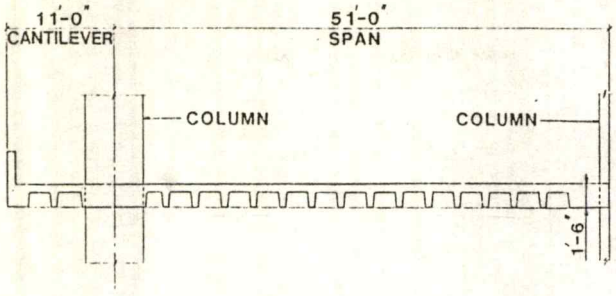
รูปที่ 2.2.36 แสดงค้ำยันชั่วคราวเพื่อรองรับพื้นที่เกิดรอยร้าวที่ลาดจอดรถชั้น 7

โครงสร้างดังกล่าวประกอบด้วยพื้นวอฟเฟิล 18 นิ้ว (457 มม.) มีช่วงยาว 51 ฟุต (15.5 ม.) และมีพื้นยื่นออกจากด้านหนึ่งของอาคารยาว 11 ฟุต (3.40 ม.)ดังรูปที่ 2.2.37

สาเหตุของการวิบัติ

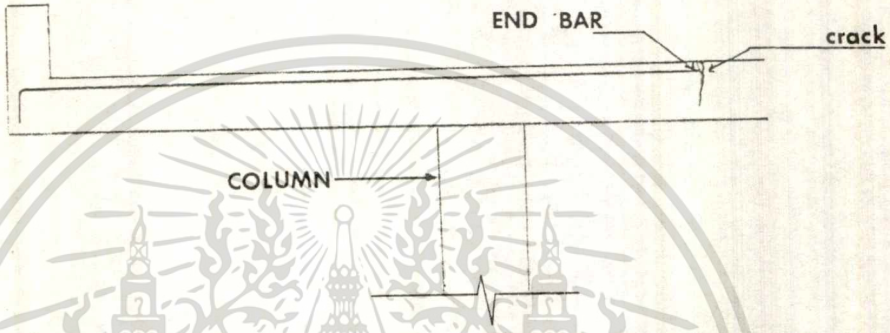
1.รอยร้าวที่เกิดขึ้นที่บริเวณปลายเหล็กเสริมด้านบนซึ่งวิ่งจากส่วนพื้นยื่นเข้าไปในแผ่นพื้นภายใน ความยาวของเหล็กเสริมดังกล่าว น้อยกว่าความยาวที่กำหนดใน ACI Code ทำให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริม(Bond)ไม่เพียงพอที่จะต้านทานหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจากพื้นยื่นนั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



ELEVATION

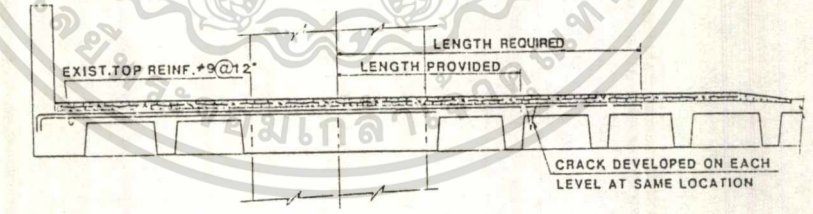
รูปที่ 2.2.37 ภาพตัดขวางของพื้นลานจอดรถแสดงให้เห็นความสัมพันธ์ระหว่างพื้นยื่นกับพื้นช่วงใน



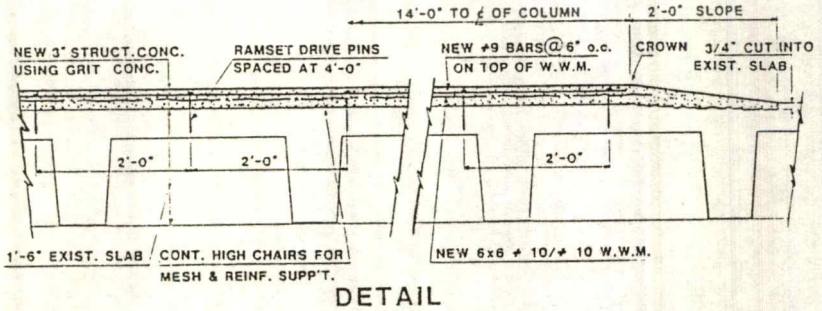
รูปที่ 2.2.38 แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่ปลายเหล็กเสริม

การแก้ไข

1. ได้มีการแก้ไขปัญหาดังกล่าวโดยการหล่อพื้นทับพื้นคอนกรีตเดิมโดยเสริมเหล็กให้มีความยาวเพียงพอ และใช้อีฟอกซีและแท่งเหล็กปักลงบนพื้นชั้นแรกเพื่อให้ยึดพื้นทั้งสองชั้นให้ติดกันภายหลังจากทำการซ่อมแซมพื้นดังกล่าวเรียบร้อยก็ไม่มีการทดสอบการรับน้ำหนักของพื้นในที่แบบเต็มน้ำหนักบรรทุก ตามมาตรฐาน ACI-318 code ซึ่งก็ได้ผลเป็นที่น่าพอใจ



SECTION



DETAIL

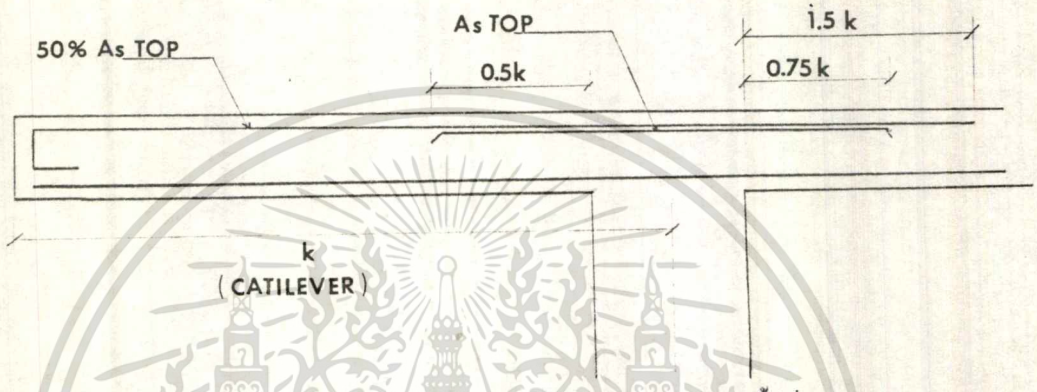
รูปที่ 2.2.39 แสดงแบบขยายตำแหน่งที่เกิดรอยร้าวและวิธีการซ่อมแซม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การป้องกัน

1.การเสริมเหล็กรับแรงดึงต้องเสริมให้มีความต่อเนื่องเลยจุดที่มีหน่วยแรงสูงสุด

2.การเสริมเหล็กด้านบนเฉพาะส่วนที่ยื่นเข้าไปในแผ่นพื้นภายในมักจะกำหนดความยาวของเหล็กเสริมดังกล่าว จากความยาวของส่วนพื้นที่ยื่นซึ่งไม่สามารถจะหาจากช่วงความยาวของแผ่นพื้นภายในเพราะจะทำให้ความยาวที่ได้น้อยกว่ามาตรฐานกำหนด



รูปที่ 2.2.40 แสดงการเสริมเหล็กบริเวณพื้นยื่น

3.ตามมาตรฐานว.ส.ท. ได้กำหนดว่าจะต้องมีการยึดปลายเหล็กเสริมอย่างเพียงพอกับแรงยึดเหนี่ยวด้วยขอยึด หรือเครื่องยึดปลายใด ๆ หรือ งอปลายเหล็กเสริมเพื่อยึดกับคอนกรีต

2.2.2.2 การวิบัติของคาน

2.2.2.2.1 การวิบัติที่ Artington Plaza

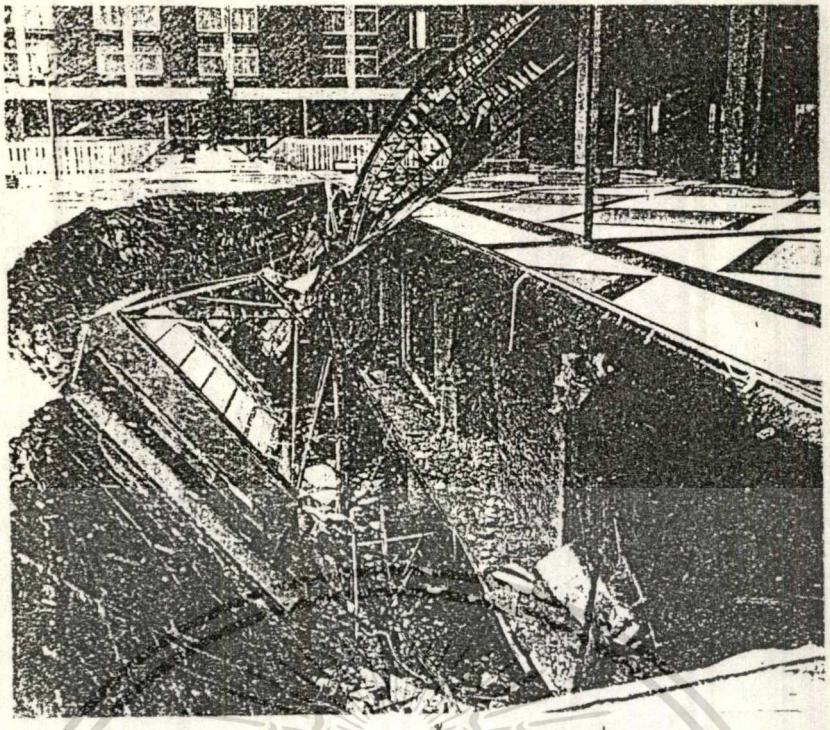
การวิบัติของพื้นคอนกรีตแผ่นเรียบของพลาซ่าบริเวณลานจอดรถที่ Washington D.C ซึ่งเกิดขึ้นจากการวิบัติของรอยต่อที่เชื่อมลานจอดรถ 2 ส่วนเข้าด้วยกัน ทำให้พื้นคอนกรีตที่อยู่ในระดับเดียวกับบริเวณพื้นพลาซ่าได้พังทลายลงและตกลงบนพื้นชั้นที่อยู่ต่ำกว่าทำให้เกิดการพังทลายตามกันดังรูปที่ 2.2.41

สาเหตุของการวิบัติ

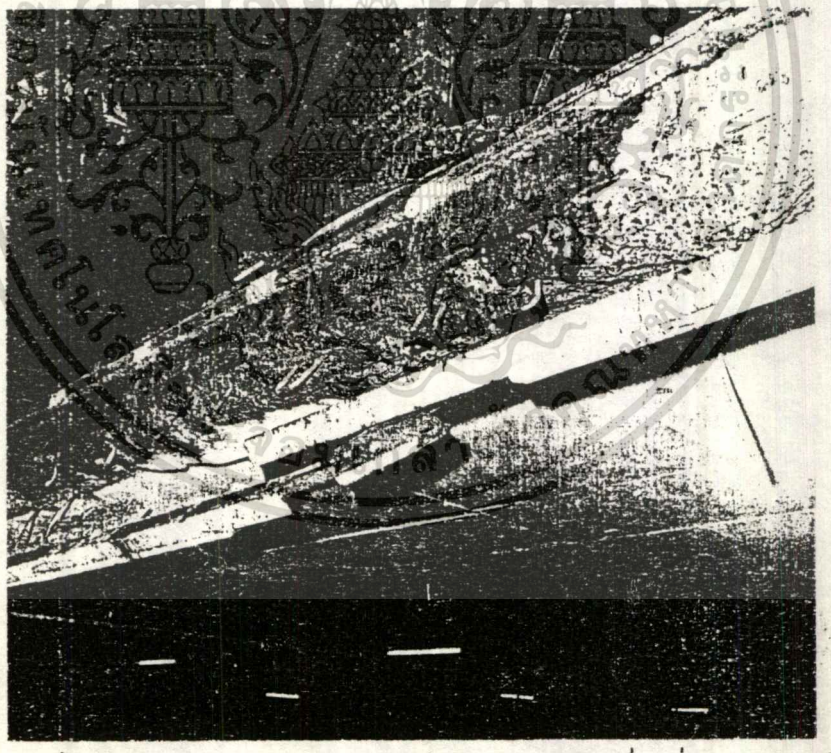
จากการค้นหาสาเหตุพบว่า

1.เกิดจากการที่ขาดการเสริมเหล็กที่บ่ารองรับบริเวณรอยต่อที่เพียงพอ และการลดความหนาของบ่าดังกล่าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

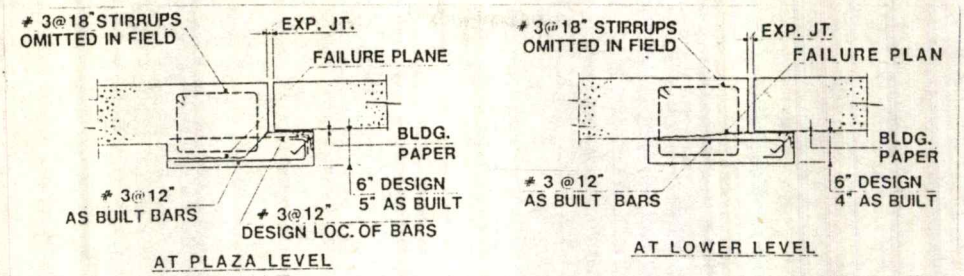


รูปที่ 2.2.41 แสดงภาพการวิบัติของพื้นลานจอดรถที่อยู่ระดับเดียวกับลานพลาซ่า



รูปที่ 2.2.42 แสดงตำแหน่งของเหล็กยึด(dowel bar)ที่อยู่ต่ำมากและเหล็กฉาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

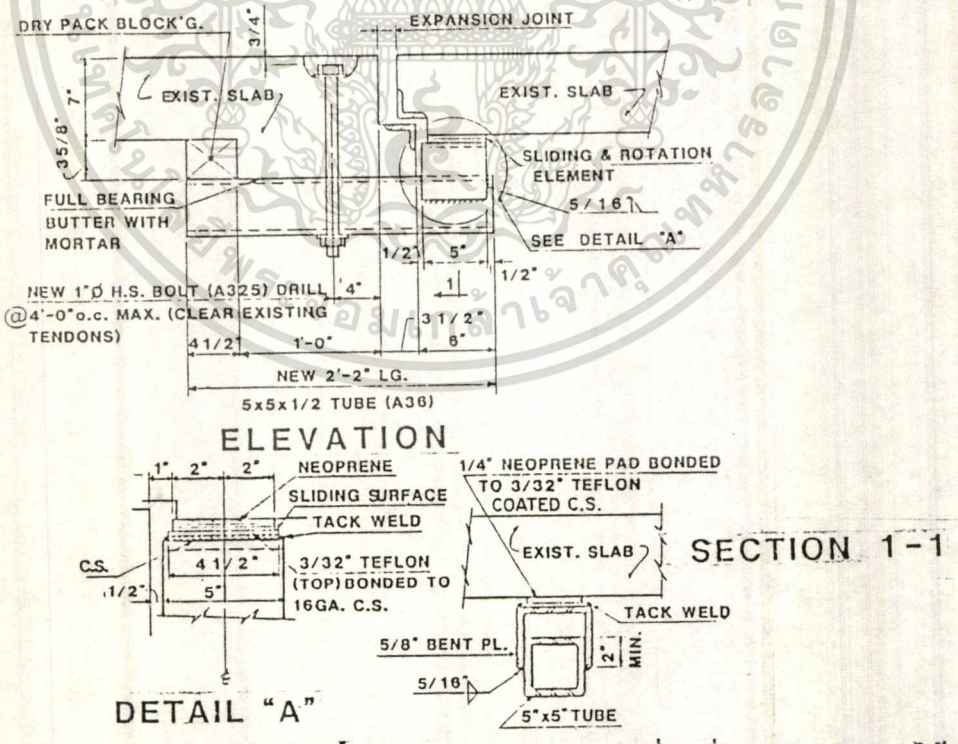


รูปที่ 2.2.43 แรงเฉือนที่บ่ารองรับที่ expansion joint ซึ่งจะเห็นว่า การเสริมเหล็กที่บ่ารองรับผิดตำแหน่ง และความหนาของบ่าดังกล่าวน้อยเกินไป

expansion joint ดังกล่าวได้เกิดยึดแน่นขึ้นจึงทำให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่บ่ารองรับไม่เป็นไปตามที่คาดเคาจากการออกแบบได้ คือรอยร้าวจะเกิดขึ้นในแนวทะแยงแต่จากการวิบัติที่เกิดขึ้น รอยร้าวได้เกิดขึ้นในแนวราบ ดังรูปที่ 2.2.43 การเคลื่อนที่ในแนวราบที่เกิดขึ้นจำนวนมาก ไม่สามารถสมดุลย์กับพื้นที่บนบ่ารองรับนี้ จึงได้เกิดการยึดแน่น และจากการแอ่นตัวของแผ่นพื้นที่วางบนบ่านี้ทำให้แรงคัดที่ริมของบ่าคอนกรีตเป็นเหตุให้เกิดรอยร้าว

กรุแก้ไข

1.การเสริมกำลังให้รอยต่อสามารถรองรับน้ำหนักได้และสามารถเคลื่อนที่ตามแนวดิ่งและการหมุนที่รอยต่อโดยการใช้แผ่นยางเทียมสอดรองรับแผ่นพื้นตลอดความยาวขณะเดียวกันเพื่อการเคลื่อนที่ทางราบก็ได้ใช้แผ่นเหล็กรองใต้แผ่นยาง



รูปที่ 2.2.44 วิธีการซ่อมแซมพื้นและรอยต่อให้สามารถเคลื่อนที่และเกิดการหมุนได้อย่างอิสระ

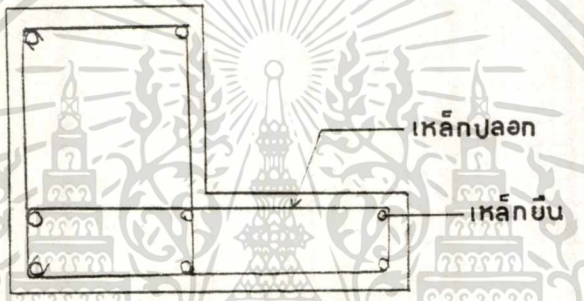
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากรูปท่อเหล็กได้ถูกติดตั้งที่ด้านล่างของพื้นบริเวณรอยต่อและยึดกับพื้นโดยสลักเกลียวซึ่งเจาะผ่านแผ่นพื้นจากทางด้านบนลงมายึดท่อเหล็กดังกล่าว

การป้องกัน

1.การออกแบบ expansion joint ต้องออกแบบและสร้างให้เหมาะกับการเคลื่อนตัวของโครงสร้าง(ทั้งใน 3 ทิศทาง) และการหมุน(ทั้ง 3 ระนาบ)

2.การเสริมเหล็กในชิ้นส่วนของคอนกรีตพื้น ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดเพื่อให้สามารถยึดส่วนคอนกรีตกับส่วนคอนกรีตได้อย่างปลอดภัย ดังรูปแสดง



รูปที่ 2.2.45 แสดงการเสริมเหล็กที่ส่วนยื่นในคานคอนกรีต

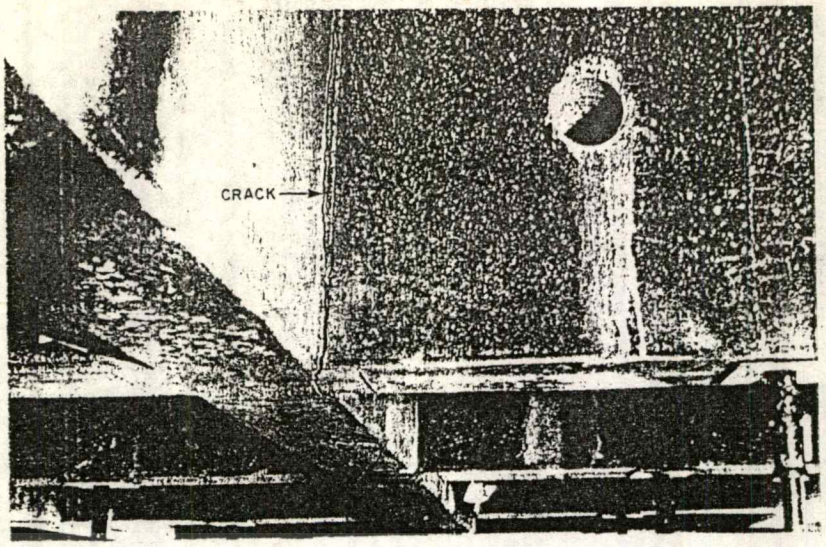
2.2.2.2.2 การวิบัติของหลังคาที่มหาวิทยาลัย MIDWESTERN

พื้นหลังคาแบบ waffle slap ของอาคารเรียนใน Midwestern University ได้เกิดรอยร้าวขึ้นที่บริเวณจุดตัดของตงตามยาว และตงตามขวาง (รูปที่ 2.2.46)

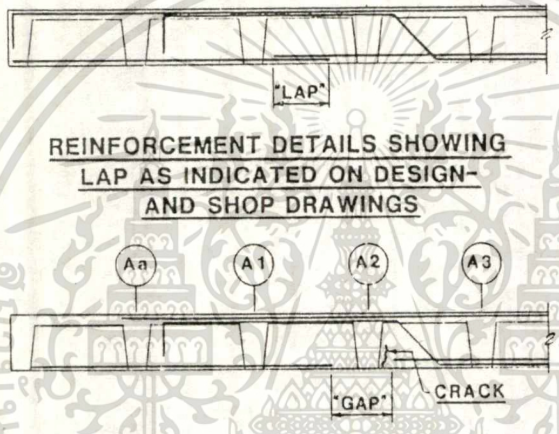
สาเหตุของการวิบัติ

1.สาเหตุสำคัญที่ทำให้เกิดการวิบัติแสดงในรูปที่ 2.2.47 ภาพหน้าตัดตามขวางของพื้นหลังคา ภาพบนแสดงการออกแบบซึ่งกำหนดให้มีการทับกันของเหล็กเสริม และภาพล่างแสดงพื้นแบบวอฟเฟิล ที่ก่อสร้างซึ่งไม่ต่อเนื่องทำให้เกิดรอยร้าวบริเวณดังกล่าว โดยจากการทุบคอนกรีตบริเวณที่เกิดรอยร้าวออกจะพบเหล็กเสริมบริเวณรอยร้าวขาดหายไป ซึ่งเป็นเหตุให้เกิดรอยร้าว

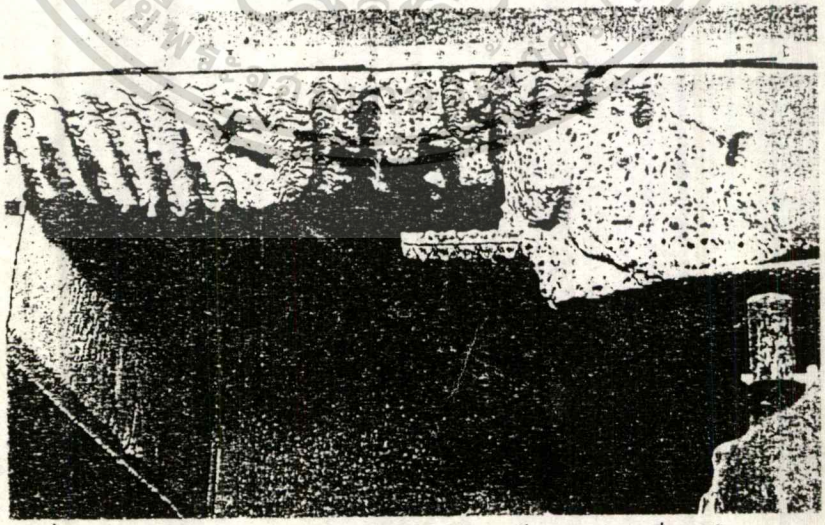
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.46 พื้นหลังคาแบบ waffle slap แสดงรอยร้าวที่จุดตัดของตงตามยาว และตามขวางเนื่องจากเหล็กเสริมขาดความต่อเนื่อง



รูปที่ 2.2.47 ภาพตัดตามขวางแสดงรายละเอียดการเสริมเหล็กจากการออกแบบ และจากการก่อสร้างจริง



รูปที่ 2.2.48 จากการทุบคอนกรีตบริเวณรอยร้าวพบว่าเหล็กเสริมขาดความต่อเนื่อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. การค้นหาสาเหตุของรอยร้าวที่เกิดขึ้น ซึ่งได้ทำการทดสอบกำลังของคอนกรีตในบริเวณดังกล่าวพบว่าต่ำกว่าที่กำหนดในการออกแบบ แต่จากการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นบริเวณรอยร้าวพบว่าหน่วยแรงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกน้อยมากจึงไม่ใช่สาเหตุรอยร้าวที่แท้จริงแต่สาเหตุของรอยร้าวดังกล่าวเกิดจากการหดตัวของคอนกรีตเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและการหดตัวของคอนกรีต (shrikage)

การแก้ไข

1.การซ่อมแซมพื้นบริเวรดังกล่าวได้ทำการเสริมความแข็งแรงให้กับตงที่เกิดรอยร้าวตงที่เกิดรอยร้าว

รูปที่ 2.2.49 แสดงการเสริมความแข็งแรงโดยใช้การเชื่อมเหล็กเสริมให้ต่อเนื่อง

การป้องกัน

1.สำหรับโครงสร้างคอนกรีตขนาดใหญ่ ต้องมีการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงและการหดตัวของคอนกรีตเพราะหน่วยแรงที่ทั้งสองจะมีค่ามากจนเป็นสาเหตุของการวิบัติได้

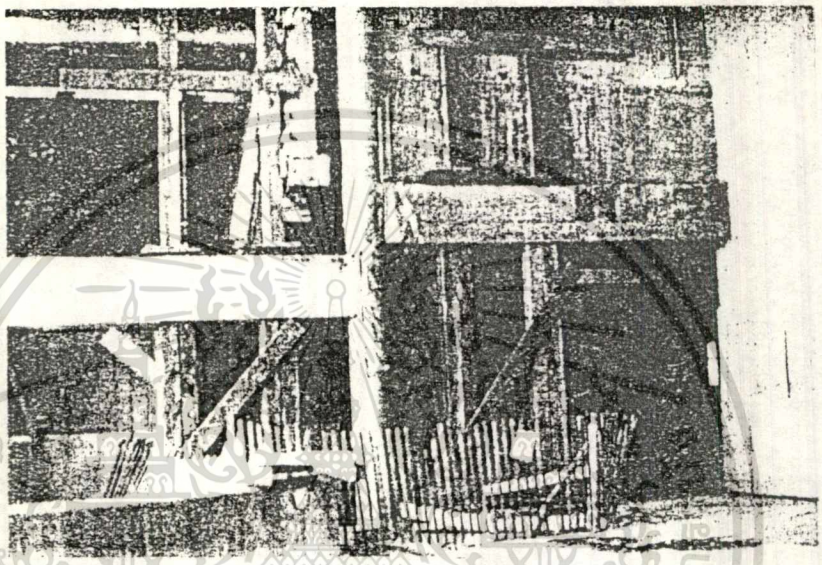
2.เหล็กเสริมที่เสริมเพื่อต้านทานหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะต้องมีความต่อเนื่องในบริเวณที่เกิดหน่วยแรงดังกล่าว ถ้าไม่สามารถกระทำได้ก็ควรจะต่อทาบหรือเชื่อมเหล็กดังกล่าวซึ่งในกรณีของการต่อทาบตามมาตรฐานของว.ส.ท. ได้กำหนด ระยะต่อทาบสำหรับเหล็กข้ออ้อยต้องไม่น้อยกว่า 24 , 30 , และ 36 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กที่มีกำหนดคลาก 2800 ,3500 และ 4200 กก/ซม^2 หรือไม่น้อยกว่า 30 ซม.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.2.3 การวิบัติของเสา

2.2.2.3.1 การวิบัติของอาคารที่วิทยาลัยNASSAU COUNTY STATE

การวิบัติที่เกิดขึ้นกับเสาของอาคารในวิทยาลัย Nassau County ใน นิวยอร์ก ซึ่งได้เกิดรอยร้าวที่เสาคอนกรีตกลม(รูปที่ 2.2.51 และ 2.2.52)บริเวณดังกล่าวเกิดรอยร้าวในแนวดิ่ง 3 แห่งด้วยกัน ซึ่งเกิดขึ้นระหว่างคานขนาดใหญ่ในแนวราบมีต่อกับเสา และสิ้นสุดที่เสานี้ด้วย



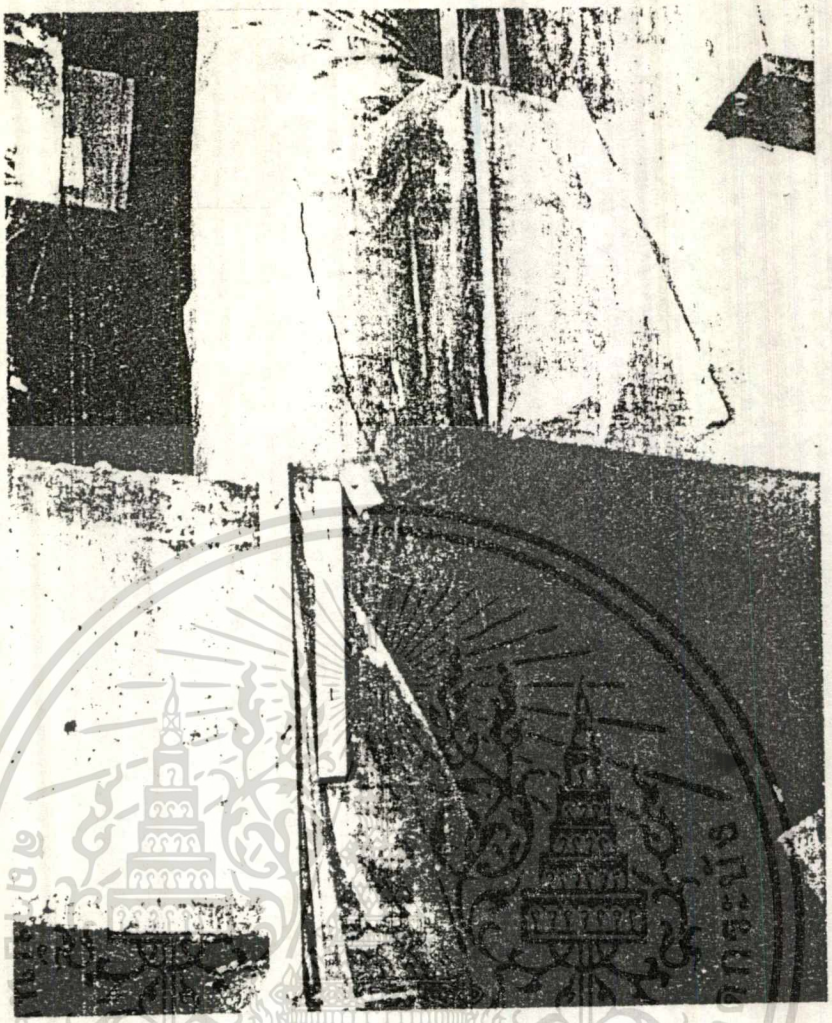
รูปที่ 2.2.51 ภาพโดยทั่วไปของบริเวณที่เกิดรอยร้าวในเสา

สาเหตุของการวิบัติ

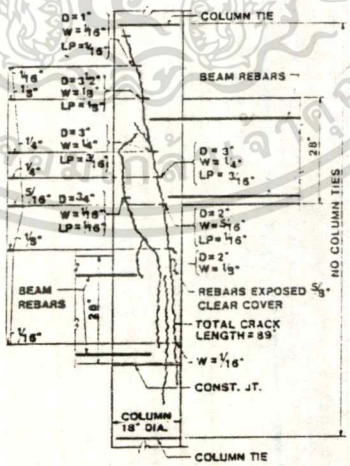
1.จากแบบแสดงให้เห็นลักษณะของโครงสร้างแสดงให้เห็นว่าคานใหญ่ที่ยาวมากที่ได้เชื่อมต่อกับเสาดังกล่าวตรงบริเวณที่เกิดรอยร้าว และจากการวิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นเนื่องจากลดลงของอุณหภูมิรวมกับการหดตัวของคอนกรีต พบว่ามีค่าระยะการเคลื่อนที่ที่ค่อนข้างมากซึ่งไม่เหมาะที่จะเชื่อมต่อปลายคานที่เสาดังกล่าวเป็นแบบแข็งแกร่ง ซึ่งจากหน่วยแรงดึงที่เกิดจากการหดตัวของคานแต่ละด้านของเสาทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นในเสาบริเวณดังกล่าว

2.จากการสำรวจภาคสนามโดยใช้ pachometer ได้แสดงให้เห็นถึงเสาที่แตกร้าวดังกล่าว ไม่มีการเสริมเหล็กปลอกในช่วงเสาระหว่างคานทั้งสองด้าน (รูปที่ 2.2.53)ดังนั้นจึงไม่น่าแปลกใจที่ไม่มีการต้านทานแรงดึงที่ตำแหน่งที่เกิดรอยร้าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.52 ภาพขยายของบริเวณที่เกิดรอยร้าวในเสา

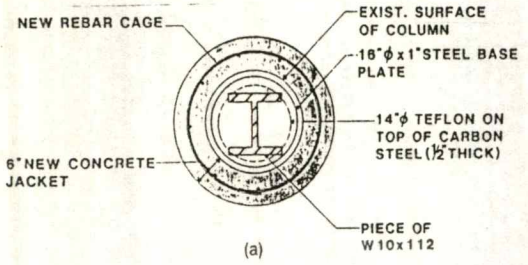


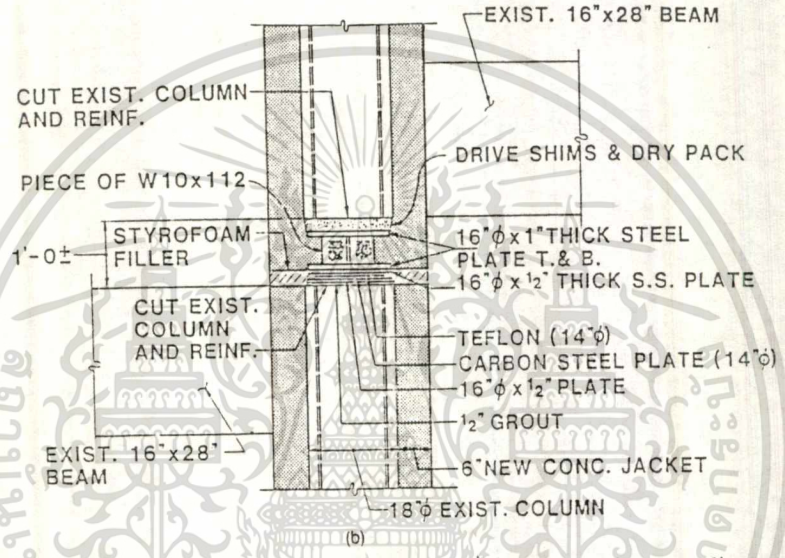
รูปที่ 2.2.53 แบบขยายโครงสร้างของรอยร้าวซึ่งแสดงให้เห็นเหล็กค้านที่ยื่นในเสาน้อยไปและไม่มีเหล็กปลอกในเสา โดยที่ D = ความลึกของรอยร้าว W = ความกว้างของรอยร้าว และ LP = การผลักออกค้านข้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การแก้ไข

1.การซ่อมแซมรอยร้าวดังกล่าวประกอบด้วยการใช้แผ่นรองรับที่เสาเพื่อให้มีการเคลื่อน





รูปที่ 2.2.54 รายละเอียดการซ่อมแซมซึ่งประกอบด้วยการใช้แผ่นเหล็กสอดรองรับมีเสาสำหรับการเคลื่อนตัวของคานทั้งสอง และการขยายขนาดเสาโดยเสริมเหล็กปลอก

การป้องกัน

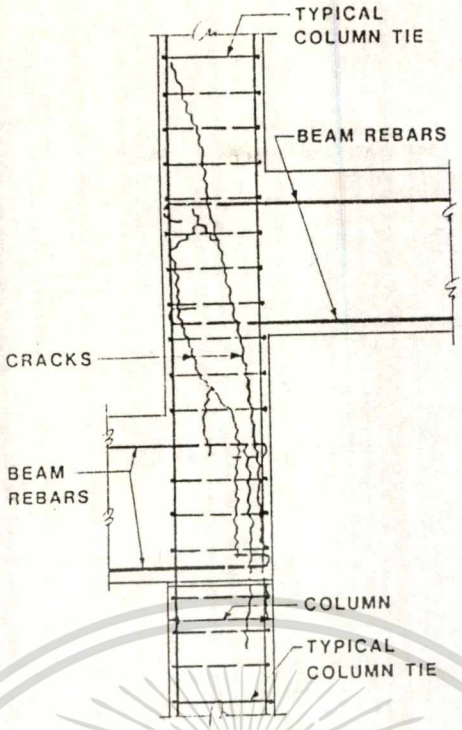
1.ควรเตรียมการต้านทานที่เกิดจากการเปลี่ยนรูปที่ปลายเสา โดยเฉพาะเสาที่ออกแบบให้แข็งแกร่ง

2.ควรเตรียมให้มี expansion joint ในคานที่มีความยาวมาก ๆ เพื่อลดการเปลี่ยนรูปจากการหดตัวและการเปลี่ยนอุณหภูมิ

3.เสาคอนกรีตควรมีเหล็กปลอกบริเวณที่มีคานขนาดใหญ่เพื่อต้านทานหน่วยแรงดึงมีตำแหน่งแรงดึงมีตำแหน่งรอยต่อ

4..เหล็กเสริมในคานในแนวราบต้องยื่นเข้าในเสาจนสุดความกว้างเสาและยึดไว้ในเสาดังกล่าว (รูปที่ 2.2.55)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.55 รายละเอียดของเหล็กปลอกและเหล็กเสริมในคานที่ยื่นเข้าในเสา

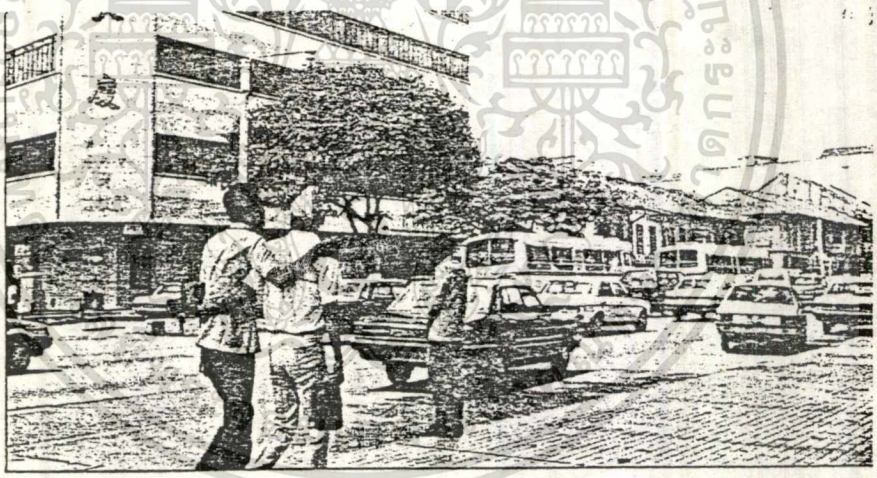
2.2.2.3.2 การวิบัติของโรงแรม New World ในสิงคโปร์

การวิบัตินี้เกิดขึ้นเมื่อ 15 มีนาคม 2529 โดยโรงแรม New World ได้พังทลายลงมาทั้งโครงสร้างโดยไม่มีการเตือนภัยล่วงหน้าทำให้มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บเป็นจำนวนมาก ดังรูปที่ 2.2.56

รูปที่ 2.2.56 แสดงให้เห็นสภาพของอาคารหลังการพังทลายในเช้าวันที่ 15 มีนาคม 2529

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการค้นหาสาเหตุของการวิบัติ ได้พบว่าได้เกิดการแตกร้าวขึ้นในเสาคอนกรีตชั้นล่างมาแล้วเป็นเวลาแรมปี ก่อนการวิบัติ ซึ่งรอยแตกร้าวนี้จะค่อย ๆ เพิ่มมากขึ้นและเปิดกว้างขึ้นเรื่อย ๆ เจ้าของอาคารได้แก้ปัญหาดังกล่าวด้วยการสกัดคอนกรีตบริเวณรอบตัว แล้วฉาบปูนปิดรอยร้าวไปชั่วคราว โดยไม่ได้ปรึกษาวิศวกรแต่อย่างใด รอยร้าวเหล่านี้จะปรากฏและขยายตัวสู่เสามากต้นขึ้น รวมทั้งยังขยายเข้าสู่คานและผนังทั่ว ๆ ไป และเนื่องจากการเปลี่ยนรูปร่างของโครงสร้างดังกล่าวรวมไปถึงการคืบตัวและการหดตัวของเสาบางต้น ในที่สุดก็ได้มีเสียงลั่นเกิดขึ้น(แสดงว่าเสาเกิดการวิบัติก่อน)บริเวณชั้นที่ 2 มุมหนึ่งของอาคารในวันที่ 14 มีนาคม 2529 จากเหตุการณ์นี้ทำให้มีรอยร้าวแตกลามไปมากจนคานตกลง จนในเช้าของวันที่ 15 มีนาคม 2529 เวลาประมาณ 11.45 น. เสาซึ่งไม่สามารถแบกรับแรงนี้ได้ ก็เกิดวิบัติขึ้นและเกิดอย่างต่อเนื่องไปในเสาต้นอื่น ๆ จนอาคารวิบัติลงมาทั้งโครงสร้าง เหตุการณ์นี้ทำให้มีผู้เสียชีวิต 33 คน



รูปที่ 2.2.57 แสดงสภาพของอาคารก่อนการวิบัติประมาณ 24 ชั่วโมง

สาเหตุของการวิบัติ

จากการตรวจสอบหลาย ๆ อย่างทางด้านเอกสารได้ตรวจสอบการขออนุมัติการใช้อาคาร และการปรับปรุงการใช้สอย ทางด้านการออกแแบบได้ตรวจสอบรายการคำนวณและแบบก่อสร้างทางด้านการก่อสร้างได้ตรวจสอบ วัสดุ การเสริมเหล็กและรอยต่อชิ้นส่วนโครงสร้างต่าง ๆ ทางด้านฐานรากได้มีการเจาะดินสำรวจสภาพอย่างละเอียด ตรวจสอบเสาเข็มฐานรากและระดับน้ำใต้ดิน ทางด้าน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้างได้ประมาณการน้ำหนักบรรทุกสภาพการวิบัติและรายละเอียดชิ้นส่วนโครงสร้างส่วนต่าง ๆ สรุปได้ดังนี้

1.การออกแบบโครงสร้างมีข้อผิดพลาดจากการประมาณการน้ำหนักบรรทุกที่น้อยกว่าความเป็นจริงมาก ๆ และการเสริมเหล็กในชิ้นส่วนต่าง ๆ ต่ำกว่ามาตรฐานมากทั้งในตานและในเสา จึงเป็นเหตุหลักแห่งการวิบัติ ค่าความปลอดภัย (Factor of Safety)สูงกว่า 1.0 เพียงเล็กน้อยเท่านั้นในหลาย ๆ ส่วนของโครงสร้าง

2.แบบก่อสร้างและรายการประกอบแบบมีไม่เพียงพอต่อการก่อสร้าง ขาดรายละเอียดการเสริมเหล็ก การงอเหล็กแบะการล้วงเข้าเสา หรือคานไม่มีรายละเอียดการเชื่อมต่อระหว่างชิ้นส่วนโครงสร้างเลย อีกทั้งเมื่อคำนวณได้เหล็กเสริมเท่าไหร่แล้วจะลดจำนวนเหล็กเสริมในแบบก่อสร้างให้น้อยลง

3.ในระหว่างการก่อสร้างไม่มีการควบคุมคุณภาพเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ใช้มีคุณภาพต่ำกว่ามาตรฐาน อีกทั้งไม่สอดคล้องตามแบบก่อสร้างอีกด้วย พบว่าเจ้าของอาคารเป็นผู้ก่อสร้างเองไม่ได้เสริมเหล็กตามแบบซึ่งจะน้อยกว่าแบบก่อสร้างเกือบทุกส่วน

4.ระบบการก่อสร้างใช้วิธีทำเอง ตรวจรับเองจึงไม่มีการสำรวจดิน มีเข็มที่ตอกอยู่นอกพังอยู่หลายฐาน แต่ก็ก่อสร้างได้อีกทั้งรอยต่อต่าง ๆ ผิดจากมาตรฐานการทำงานประสานช่วงที่ดีออกไปมาก ระยะฝังไม่พอ การเชื่อมต่อของส่วนต่าง ๆ ผิดวิสัยการก่อสร้างทางวิศวกรรมโยธา

5.การใช้สอยอาคารผิดพลาดประเภททำให้น้ำหนักบรรทุกจรของอาคารผิดจากที่คำนวณออกแบบไปมาก อีกทั้งการก่อสร้างที่ผิดจากแบบมากนทำให้น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มจากที่ควรจะเป็นจริงหลายสิบตัน ประกอบกับอาคารหลังนี้ได้มีการปรับปรุงรูปร่างภายนอกให้ดูทันสมัย เพิ่มน้ำหนักการต่อเติมอีกรวม 100 ตัน เพิ่มถังน้ำบนหลังคาอีก 204 ตัน และเพิ่มแผงกันแดดรอบอาคารอีกประมาณ 53 ตัน จึงประสบปัญหาน้ำหนักเกินพิกัด อย่างรุนแรง

6.ไม่มีการบำรุงรักษาเลยเมื่อพบรอยแตกร้ายเกิดขึ้น แทนที่จะแจ้งให้วิศวกรโครงสร้างมาตรวจสอบ กลับสกัดโครงสร้างให้ลึกแล้วฉาบปูนปิด ยิ่งทำให้โครงสร้างลดกำลังจนเป็นเหตุให้พังทลายลงมาได้

การป้องกัน

1.การออกแบบ ผู้คำนวณออกแบบโครงสร้างจะต้องมีความรู้ ความสามารถและประสบการณ์ซึ่งรองรับด้วยกฎหมายวิชาชีพวิศวกรรมในขอบข่ายที่กำหนดเท่านั้น

2.การวิเคราะห์โครงสร้างจะต้องให้สอดคล้องกับสภาพโครงสร้างจริงทั้งในขณะที่ก่อสร้างและเมื่อแล้วเสร็จ รวมทั้งการเลือกใช้น้ำหนักบรรทุกให้สอดคล้องกับวัสดุและการใช้สอยที่ถูกต้อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.การทำแบบก่อสร้างจะต้องให้ชัดเจน ละเอียด ถูกต้อง และพอเพียงให้ผู้รับเหมาก่อสร้างดำเนินการก่อสร้างได้โดยมีข้อโต้แย้งน้อยที่สุด

4.ควรมีการตรวจสอบแบบที่จะก่อสร้าง ในสนามก่อนลงมือก่อสร้างจริงอย่างคร่าว ๆ เพื่อป้องกันข้อผิดพลาดจากการคำนวณออกแบบและวัสดุที่ใช้ต้องเป็นไปตามที่กำหนดในแบบและรายการประกอบแบบ

5.การเปลี่ยนแปลงการใช้สอยอาคารจะต้องได้รับอนุมัติจากวิศวกรผู้ออกแบบและเทศบาลก่อนเสมอ

2.2.3 การวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จ

2.2.3.1 การวิบัติของพื้น

2.2.3.1.1 การวิบัติของแผ่นพื้นสำเร็จที่วิทยาลัย ROCKLAND

หลังจากการก่อสร้างอาคารเรียนที่ Suffern New York ได้ประมาณ 6 ปี ก็ได้เริ่มมีรอยร้าวเกิดขึ้นที่บริเวณตงคอนกรีต ซึ่งสามารถสังเกตเห็นได้และรอยร้าวดังกล่าวจะเกิดขึ้นมากที่บริเวณคานรอบนอก (spandrel beam) ซึ่งผู้บริหารของโรงเรียนดังกล่าวได้เรียกวิศวกรมาตรวจสอบ และได้ทำค้ำยันขึ้นชั่วคราว ตรงบริเวณรอยร้าว (รูปที่ 2.2.58)

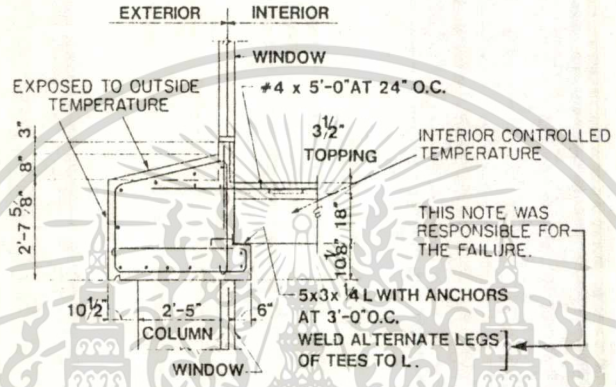
รูปที่ 2.2.58 รอยร้าวที่เกิดขึ้นบริเวณตงคอนกรีต ของอาคาร 4 ชั้น และได้เสริมความแข็งแรงของส่วนดังกล่าวด้วยค้ำยันจะกว่าจะมีการซ่อมแซมเสร็จ

โครงสร้างอาคารเป็นโครงสร้างแบบ frame 4 ชั้น หล่อในที่เพื่อรองรับ แผ่นพื้นหล่อสำเร็จ double tee ซึ่งใช้เป็นทั้งพื้นและหลังคาด้วย การก่อสร้างอาคารนี้ได้ทำตามมาตรฐานกำหนดทุกประการ ยกเว้นสองจุดด้วยกัน คือ

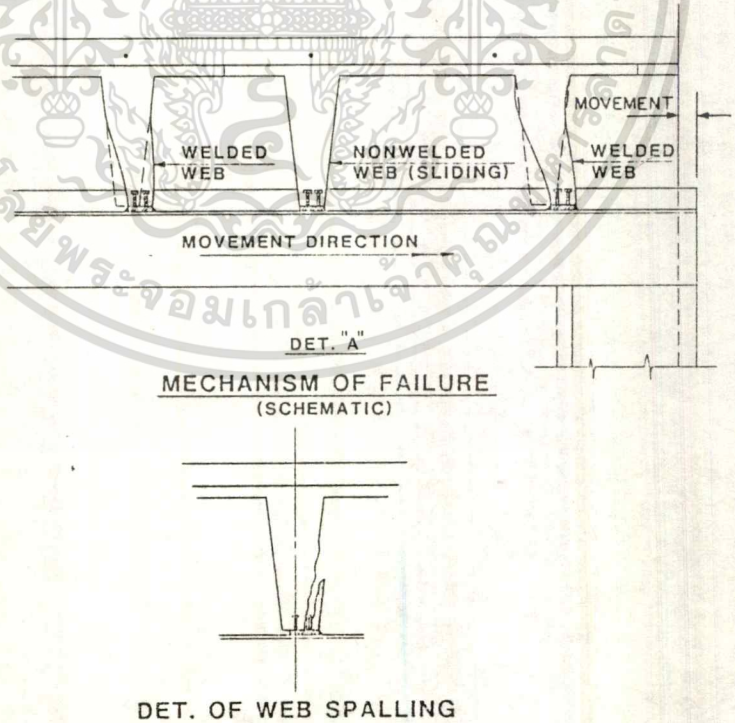
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.เพื่อความมั่นคงทางข้างของโครงสร้างได้ใช้การยึดต่อพื้นกับคานเป็นแบบrigid โดยหลังจากเทคอนกรีตทับหน้าแล้วได้ทำการเชื่อมพื้นสำเร็จที่เสริมแผ่นเหล็กที่ตงคอนกรีตกับคานรอบนอก (spandrel beam)รูปที่ 2.2.59 ซึ่งตามการก่อสร้างแบบนี้เป็นการกำหนดให้ปลายตงดังกล่าวรับโมเมนต์ ซึ่งเป็นสิ่งที่ผิด

2.โครงสร้าง frame ด้านนอกอาคารซึ่งเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กได้สัมผัสกับอากาศภายนอกโดยตรง



รูปที่ 2.2.59 ภาพตัดขวางแสดงให้เห็นการเชื่อมที่ตงคอนกรีตกับคานคอนกรีตรอบนอก(spandrel beam)และยังแสดงให้เห็นว่าคานดังกล่าวได้สัมผัสกับอากาศภายนอก

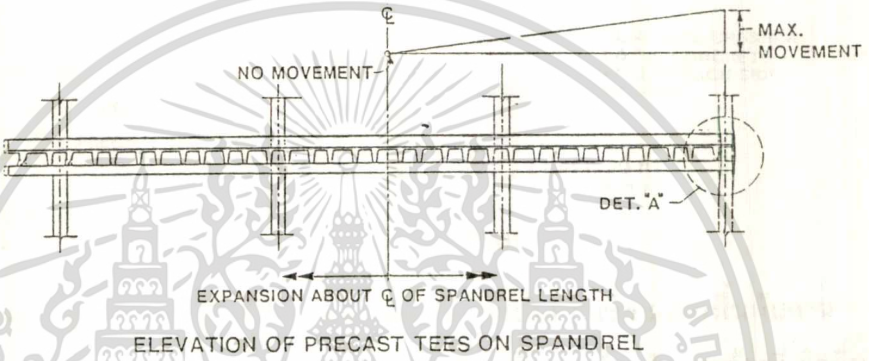


รูปที่ 2.2.60 แสดงให้เห็นลักษณะของการเกิดรอยร้าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลังจากการสำรวจพบว่ารอยร้าวเกิดขึ้นบริเวณตงใกล้บริเวณที่ทำการเชื่อมตงกับคานและตลอดความยาวของคานนี้ ซึ่งจะพบรอยร้าวนี้เกิดขึ้นเฉพาะตงที่ทำการเชื่อมเท่านั้น(รูปที่ 2.2.60)

สิ่งที่น่าสนใจเป็นพิเศษคือ การขยายตัวของรอยร้าวและความกว้างของรอยร้าวจะเพิ่มขึ้นจากศูนย์กลางของส่วนปีกของอาคาร(รูปที่ 2.2.61)ซึ่งการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวเกิดขึ้นในลักษณะที่เป็นเส้นตรง และข้อสังเกตหนึ่งที่ควรพิจารณาด้วยคือ spandrel beamซึ่งสัมผัสกับอากาศภายนอกที่สูงโดยตรง ในขณะที่แผ่นพื้นสำเร็จซึ่งต่อเชื่อมกับคาน ดังกล่าวสัมผัสกับอากาศภายในซึ่งต่ำกว่ามาก



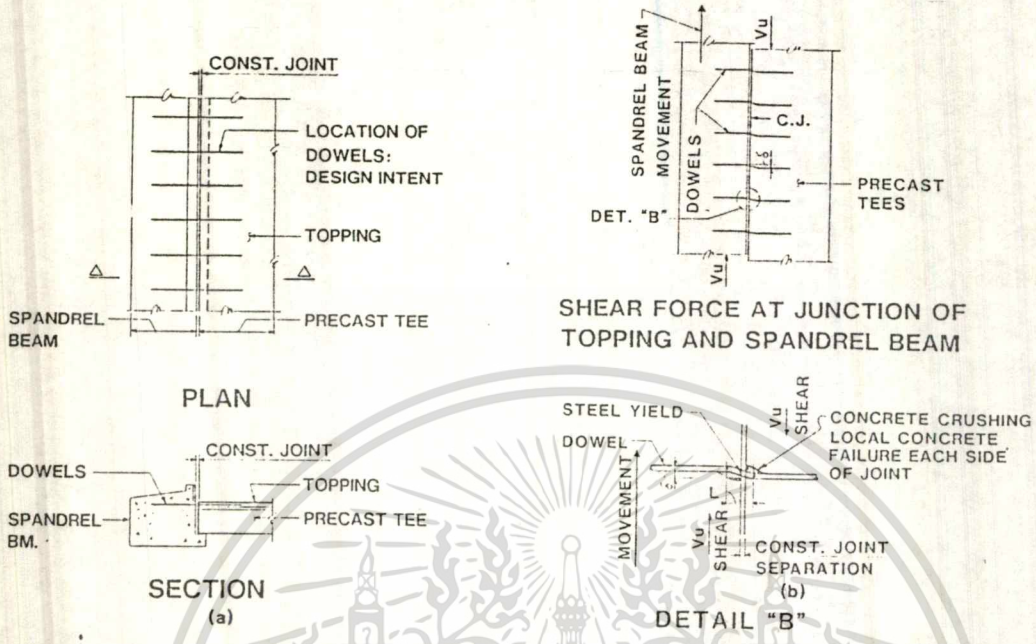
รูปที่ 2.2.61 การขยายตัวของรอยร้าวและความกว้างจะเพิ่มขึ้นจาก
ศูนย์กลางของคานรอบนอกไปยังปีกของอาคาร ในลักษณะที่เป็นเส้นตรง

และยังพบอีกว่า ไม่มีการเสริมเหล็กตามขวาง(dowel bar)ที่รอยต่อระหว่างแผ่นพื้นสำเร็จ กับ spandrel beam ซึ่งก็เป็นข้อฉกเฉียงว่าจะเป็นสาเหตุของรอยร้าวดังกล่าวหรือไม่เพราะ ถ้ามี dowel bar เหล็กเสริมนี้จะรับแรงเฉือนที่เกิดจากการเคลื่อนที่ระหว่าง spandrel beam กับแผ่นพื้น ซึ่งจะช่วยลดหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่แผ่นเหล็กที่เชื่อมตรงด้านล่างของตง ดังรูปที่ 2.2.62

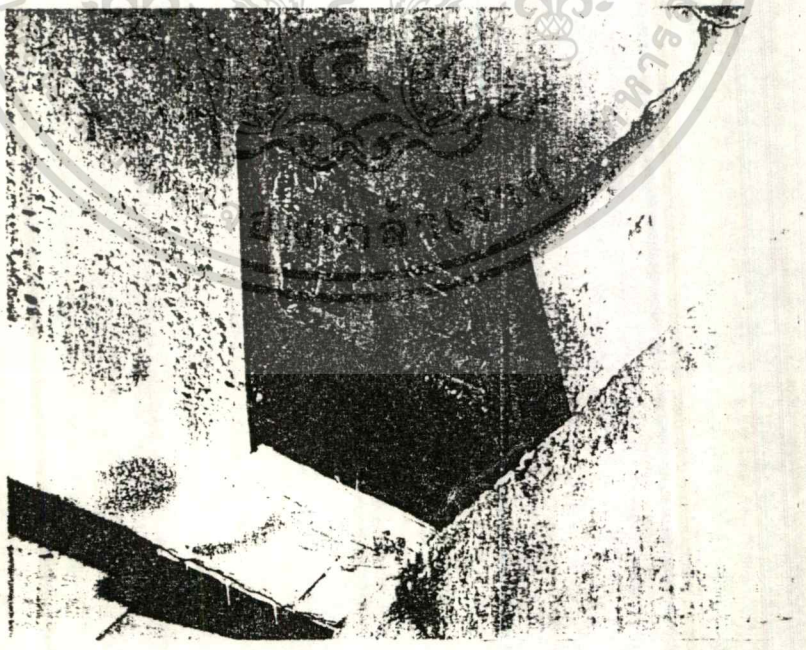
การแก้ไข

1.สำหรับการซ่อมแซมได้เพิ่มแผ่นเหล็กเข้าไปบริเวณตงคอนกรีตโดยใช้สลักเกลียวยึดร้อยผ่านตัวตง เพื่อเป็นการเสริมกำลังให้ตงคอนกรีต ดังรูปที่ 2.2.63

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

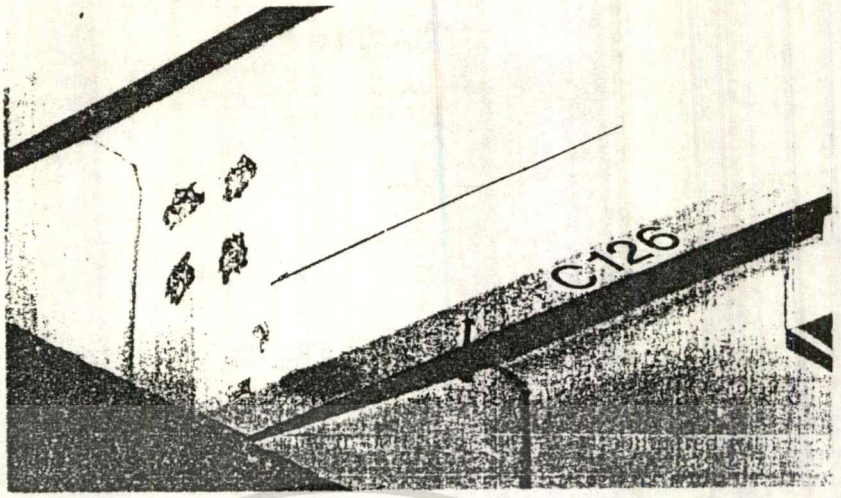


รูปที่ 2.2.62 (a)เหล็กเสริม dowel bar ที่ออกแบบเพื่อเชื่อมแผ่นพื้นกับคาน
(b)ถ้าเสริมเหล็กดังกล่าวนี้จะเป็นการป้องกันรอยร้าวที่เกิดขึ้นโดย
s = movement และ L = deformed zone



รูปที่ 2.2.63 แสดงการเสริมแผ่นเหล็กโดยใช้สลักเกลียวยึด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.64 การอุดร่องที่เกิดจากหัวสลักเกลียวเพื่อกันการกัดกร่วน

การป้องกัน

1.บริเวณปลายชิ้นส่วนของคอนกรีตหล่อสำเร็จต้องไม่ยึดด้วยวิธีการเชื่อมเพราะจะทำให้เกิดหน่วยแรงเพิ่มขึ้นมากทำให้เกิดรอยร้าว และถ้าไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ก็ควรใช้บริเวณที่รองรับสามารถเคลื่อนที่ได้และหมุนได้ โดยอาจจะใช้ flexible steel - elip angle connector

2.ผู้ออกแบบควรสนใจกับรอยต่อของส่วนประกอบอาคารส่วนต่าง ๆ ให้มากขึ้นโดยเฉพาะบริเวณที่มีความแตกต่างของอุณหภูมิสูง เช่น คานคอนกรีตรอบนอก (spandrel beam) ซึ่งสัมผัสกับอากาศภายนอก กับอากาศภายในที่แตกต่างกัน

3.ชิ้นส่วนของคอนกรีตหล่อสำเร็จควรได้รับการออกแบบจากวิศวกรที่มีประสบการณ์ในงานด้านนี้โดยเฉพาะ หรืออย่างน้อยผู้รับเหมาควรมีข้อมูลจากผู้ออกแบบที่มีความชำนาญที่จำเป็นในการออกแบบ เช่น live load wind load และ vibration load และผลกระทบจากอุณหภูมิวิกฤติเพื่อประกอบการออกแบบ

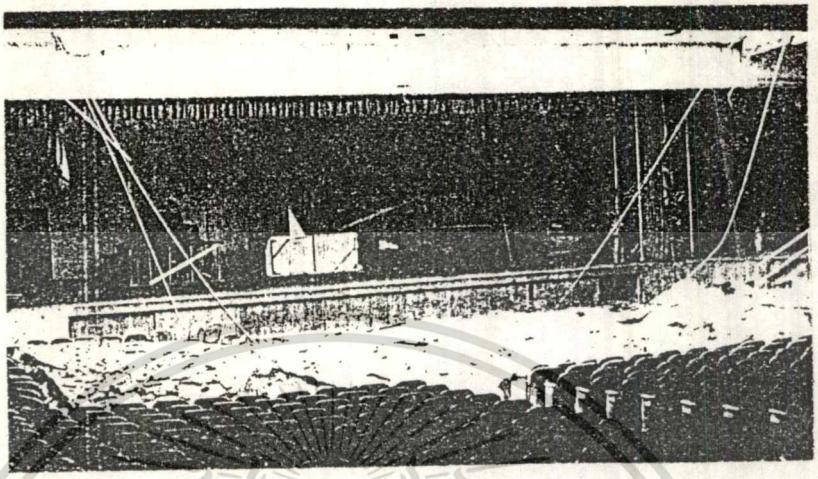
4.ในขณะก่อสร้าง ผู้ออกแบบควรจะสละเวลามาตรวจการทำงานจริงเพราะในการออกแบบไม่สามารถมองเห็นสภาพที่เป็นจริง ทำให้มีการละเลยในบางส่วนที่สำคัญ เพื่อสามารถออกแบบแก้ไขได้ทันก่อนที่จะเกิดการวิบัติ หรือเมื่อเกิดขึ้นแล้วก็สามารถบอกถึงสาเหตุได้ทันที

2.2.3.1.2 การวิบัติของหลังคาที่โรงเรียนมัธยมศึกษา ASTISCH

รอยร้าวได้เกิดขึ้นในแผ่นพื้นหลังคาสำเร็จรูปที่สร้างใน California ในปี 1950 การวิบัติเกิดขึ้นในวันที่ 25 มีนาคม 1980 หลังคาของห้องประชุมประกอบด้วยคอนกรีตสำเร็จรูปแบบ double tee ประมาณ 18 ตัว ยาว 38 ฟุต (12 ม.)สำหรับพื้นที่ยาว 70 ฟุต (22 ม.)ได้ตกลงจากแนวตรงกลางของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลังคาดังกล่าวสู่พื้นด้านล่าง (รูปที่ 2.2.65) แผ่นพื้นดังกล่าวพาดอยู่ระหว่างคานคอนกรีตอัดแรง ดังรูปที่ 2.2.66 ได้เกิดรอยร้าวขึ้นที่บริเวณดังกล่าว



รูปที่ 2.2.65 แสดงหลังคาของห้องประชุมที่วิบัติลงมา

ขนาดของแผ่นพื้น double tee ลึก 14 นิ้ว (356 มม.) โดยช่วงปลายบากลึกเข้าไปครึ่งหนึ่งของความลึก คือ 7 นิ้ว (178 มม.) ความยาวของพื้นที่ทั้งบนคานประมาณ 3 3/4 นิ้ว(95 มม.)ซึ่งแต่ละปลายของ double tee ได้ทำการเชื่อมที่ปลายทั้งสองติดกับที่รอบรับและเพิ่มความแข็งแรงที่ปลายที่บากด้วยการเสริมเหล็กภายใน

สาเหตุของการวิบัติ

จากการค้นหาสาเหตุที่แท้จริงแล้วพบว่า

1.การเชื่อมยึดแน่นที่ปลายพื้นสำเร็จเข้ากับคานทำให้พื้นที่ทำการเชื่อมเกิดโมเมนต์ขึ้นที่ปลายดังกล่าว ซึ่งในการออกแบบพื้นสำเร็จรูปนั้นได้พิจารณาออกแบบเป็น Simple Beam ซึ่งค่าโมเมนต์ที่ปลายเป็นศูนย์ดังนั้นการเสริมเหล็กภายในแผ่นพื้นจึงเสริมเฉพาะรับโมเมนต์บวกเท่านั้น ดังนั้นการเชื่อมที่ปลายเป็น fix-end ทำให้เกิดโมเมนต์ลบจึงทำให้เกิดการวิบัติแก่พื้นดังกล่าว

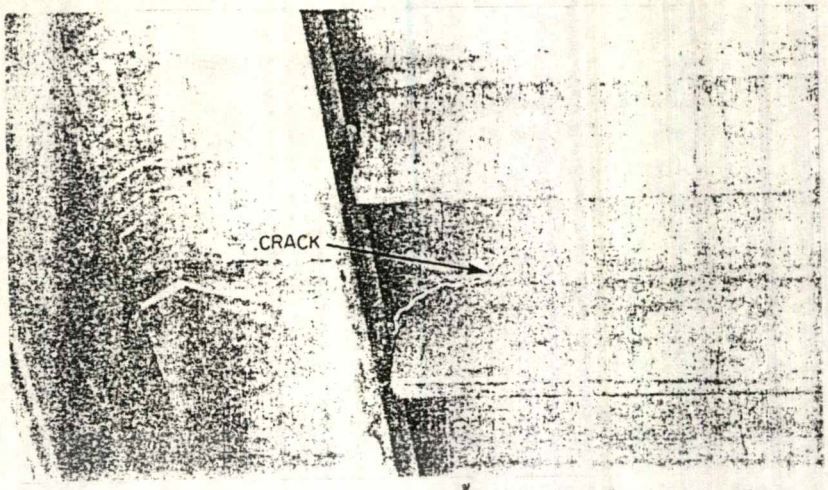
2.การบากแผ่นพื้นออกครึ่งหนึ่งเพื่อให้ได้ระดับตามต้องการทำให้เกิดเป็น reentrant corners ที่ตงพื้นซึ่งเป็นจุดอ่อนของโครงสร้างทำให้เกิดรอยแตกร้ายเริ่มขึ้นที่จุดดังกล่าว ดังรูปที่ 2.2.66

การป้องกัน

1.ไม่ควรยึดปลายคานหล่อสำเร็จ ,ตง หรือพื้น ด้วยการเชื่อม

2.สำหรับชิ้นส่วนที่หล่อสำเร็จควรมีการใช้แผ่นรองรับที่ปลายชิ้นส่วนเพื่อให้สามารถเคลื่อนที่ได้ ป้องกันการยึดแน่นของโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.66 ภาพจากด้านล่างของแผ่นพื้นแสดงให้เห็นรอยแตกร้าวของ double-tee joists (ตามที่ลูกศรชี้) ที่ reentrant corners

4.เมื่อจำเป็นต้องมีการบากแผ่นพื้นที่บริเวณรองรับควรมีการเสริมเหล็กเพื่อป้องกันรอยร้าวและเพิ่มกำลังให้แก่บริเวณดังกล่าว

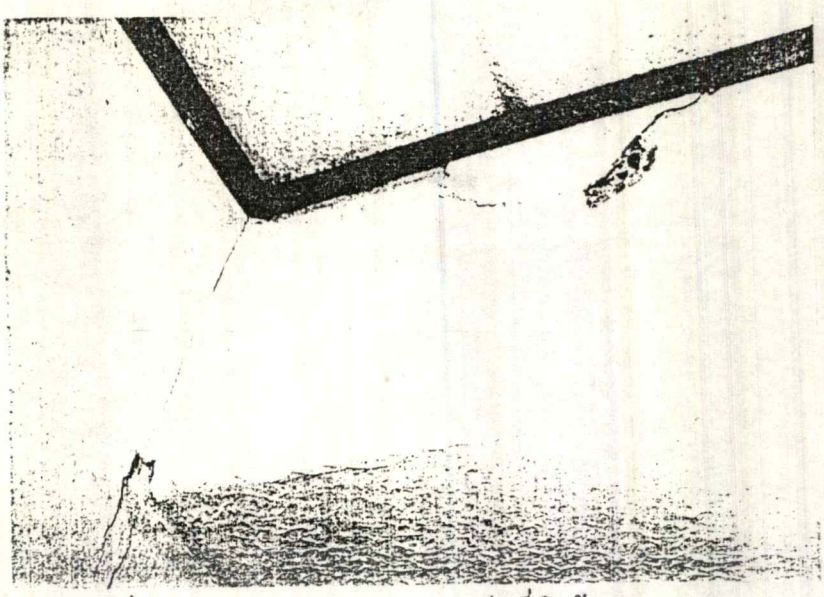
3.ไม่ควรมีการบากชิ้นส่วนสำเร็จที่ปลายที่รองรับเพราะจะทำให้เกิด reentrant corners ซึ่งเป็นจุดอ่อนของโครงสร้างง่ายต่อการแตกร้าว

2.2.3.1.3 การวิบัติของอพาร์เม้นต์ ที่ WEST SIDE

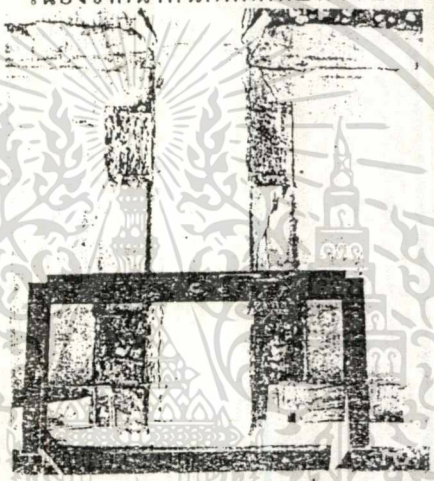
อาคารอพาร์เม้นต์ที่ new York ที่สร้างขึ้นในปี 1970 ด้วยระบบพื้นหล่อสำเร็จ hollow-core ระบบพื้นอัดแรง (prestressed slabs) วางบนผนังคอนกรีตสำเร็จและคานซึ่งจากระบบพื้นดังกล่าวทำให้เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตที่พื้นผิวแบกทาน (bearing surface)ของคานบริเวณขอบรองรับน้ำหนักกระทำจากพื้น(รูปที่ 2.2.67)ที่ลานออกรถด้านล่างคานคอนกรีตสำเร็จได้เกิดรอยร้าวเนื่องจากการถูกจำกัดของคาน โดยการเชื่อมแผ่นเหล็กที่ปลายคานทำให้เกิดหน่วยแรงดึงที่ขอบคาน จึงทำให้คอนกรีตบริเวณดังกล่าวหลุดร่อนออก เช่นกัน

ที่หลังคากำแพงสำเร็จรูป(precast parapet) ซึ่งเชื่อมที่ปลายทำให้หน้าตัดถูกจำกัดและจำกัดการเคลื่อนที่ซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรงดึงขึ้นเนื่องจาก การหดตัวและการเปลี่ยนอุณหภูมิของคอนกรีต หน่วยแรงดึงดังกล่าวได้เพิ่มมากขึ้นกว่าหน่วยแรงดึงของส่วนกำแพงสำเร็จทำให้เกิดรอยร้าวที่ปลายใกล้ๆรอยต่อ (รูปที่ 2.2.68)ซึ่งกำแพงส่วนหนึ่งได้เกิดรอยร้าวจนโครงสร้างกำแพงไม่สามารถต้านทานแรงลมได้จึงพังลงมา (รูปที่ 2.2.69)

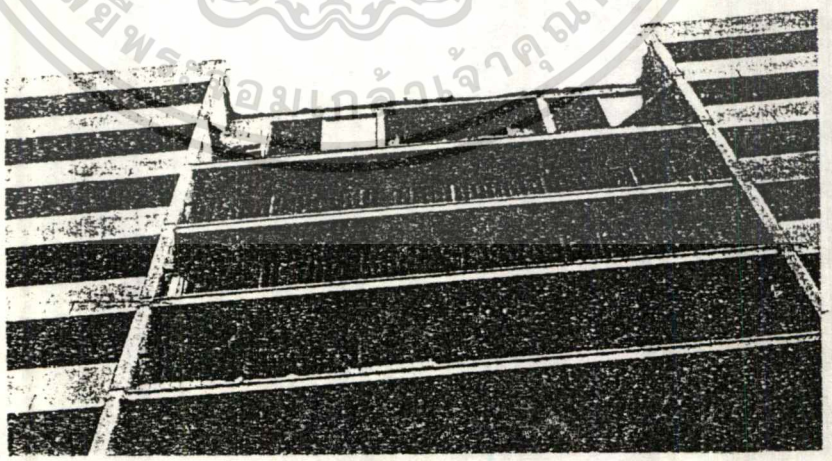
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.67 การรุดรอนของคอนกรีตที่ผิวด้านบนของคาน
เนื่องจากน้ำหนักที่กดทับที่ขอบคาน



รูปที่ 2.2.68 หน้าตัดของกำแพงคอนกรีตสำเร็จที่เกิดรอยร้าวเพราะการจำกัดเนื่อง
จากการเชื่อมของปลายทั้งสองข้าง



รูปที่ 2.2.69 รูปแสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นหลังจากที่ parapet และพื้นหลังคาได้พังลง
มาบางส่วนเนื่องจากแรงลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

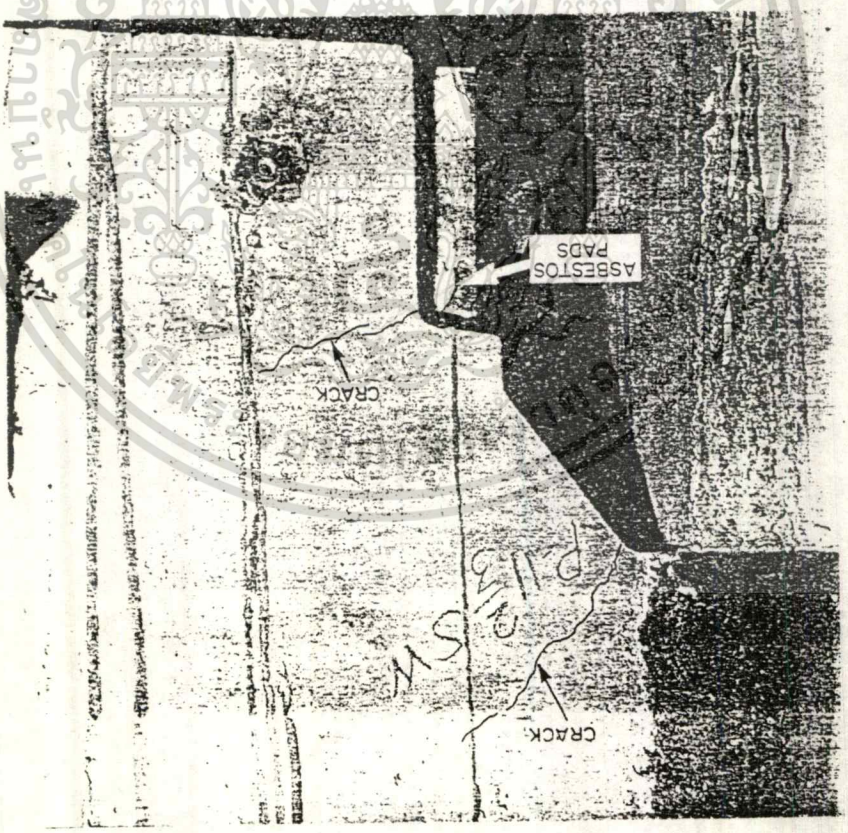
การป้องกัน

1.ในการออกแบบรอยต่อในโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จควรให้รอยต่อสามารถเคลื่อนที่ได้เล็กน้อย เพื่อป้องกันหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง การหดตัวของคอนกรีตสำเร็จ หรือจากการแอ่นตัวของโครงสร้างคอนกรีตสำเร็จ ซึ่งถ้ารอยต่อนั้นยึดแน่นแล้วจะทำให้เกิดหน่วยแรงที่มากบริเวณรอยต่อทำให้เกิดรอยร้าวได้

2.2.3.2 การวิบัติของคาน

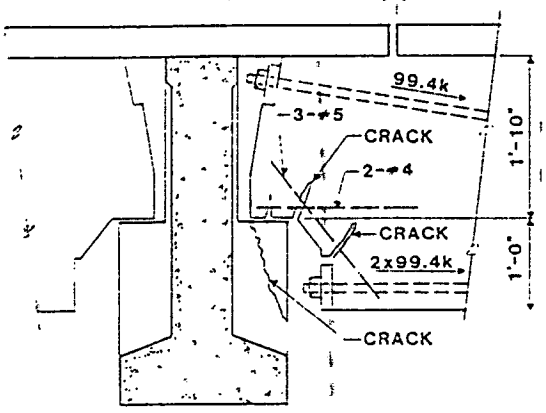
2.2.3.2.1 การวิบัติของโรงงานอุตสาหกรรมที่ SEATTLE

โครงสร้างโรงงานขนาดใหญ่โดยมีช่วงเสาทั้งสองทิศทางยาว 40 x 44 ฟุต(12 x 13 ม.)คานคอนกรีตอัดแรง(prestressed beam) ได้รองรับไว้ด้วยคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ(precast girder) ซึ่งมีบ่าคอนกรีต 3 จุด ยื่นจากคานใหญ่เพื่อรองรับคานเสริมดังกล่าว หลังจากการก่อสร้างเพียงไม่นาน ก็ได้เกิดรอยร้าวขึ้นที่มุมรอยบากของคานและบ่าคอนกรีตส่วนใหญ่ ดังรูปที่ 2.2.70



รูปที่ 2.2.70 รอยร้าวในคานคอนกรีตอัดแรงและที่บ่าคอนกรีตที่รองรับซึ่งเกิดจากการเสริมเหล็กที่มุมไม่เพียงพอและจากการยึดแน่นของ expansion joint

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



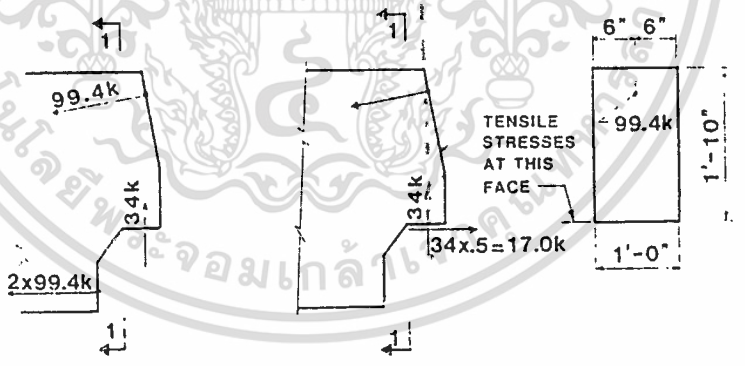
ROOF SECTION SHOWING CRACKS
IN PRESTRESSED BEAMS

รูปที่ 2.2.71 ลักษณะรอยร้าวที่เกิดขึ้นกับคานและบ่าคอนกรีต

สาเหตุของการวิบัติ

1.คานซึ่งรองรับด้วยแผ่นใยหินซึ่งไม่สามารถถูเคลื่อนที่ได้และจากการวิเคราะห์ได้แสดงให้เห็นหน่วยแรงดึงที่มุมรอยบากรวมกับแรงในแนวราบเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิมีผลให้คอนกรีตหดตัว และรอยร้าวได้เกิดขึ้นที่บ่าคอนกรีตเช่นกันซึ่งไม่ได้ออกแบบเพื่อไว้สำหรับหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

แรงกระทำที่รอยต่อของคานแสดงดังรูปที่ 2.2.72 หน่วยแรงดึงที่เกิดจากระยะรองรับของคานกับบ่าคอนกรีตน้อยเกินไป ดังภาพ Section 1-1



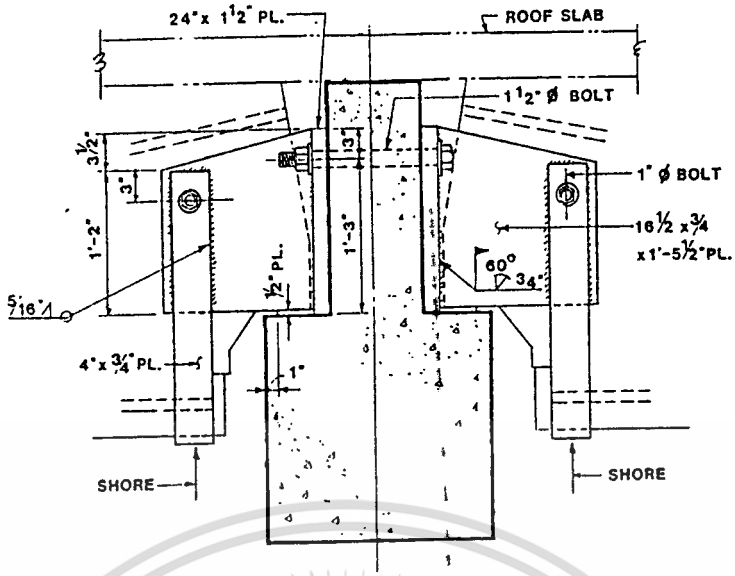
FULL DEAD LOAD CONTRACTION SECTION 1-1

รูปที่ 2.2.72 การเกิดของรอยร้าวเนื่องจากหน่วยแรงที่สูงเกินกว่าค่าที่กำหนดได้

การแก้ไข

1.เนื่องจากรอยร้าวเกิดจากการวางคานคอนกรีตบนบ่าคานมีระยะที่น้อยเกินไป จึงได้แก้ไขโดยใช้แท่งเหล็กยึดส่วนบนของคานเล็กไว้ด้วยกันเพื่อต้านแรงแบกทานจากบ่าคอนกรีตไปยังด้านบนของคานใหญ่ ดังรูปที่ 2.2.73

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

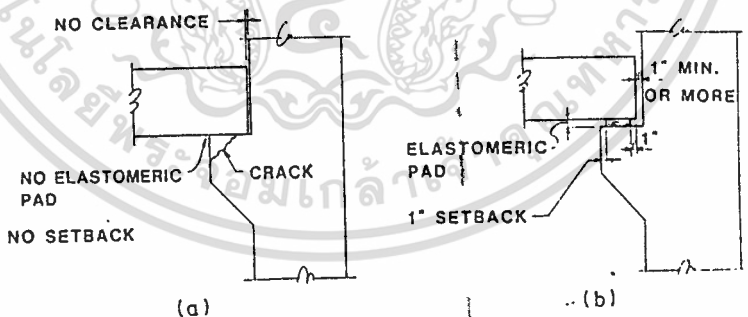


รูปที่ 2.2.73 การซ่อมแซมโดยการใช้แท่งเหล็กยึดส่วนบนของคาน

การป้องกัน

1.ควรหลีกเลี่ยงการรองรับคานโดยใช้บ่าคอนกรีตและหลีกเลี่ยงการบากคาน

2.เพื่อเป็นการหลีกเลี่ยงการรองรับที่ริมหรือขอบของบ่าคอนกรีตเนื่องจากการแอ่นตัวของคาน ควรใช้แผ่นรองรับหนุนให้คานสูงขึ้นจากบ่าคอนกรีต ดังรูปที่ 2.2.74



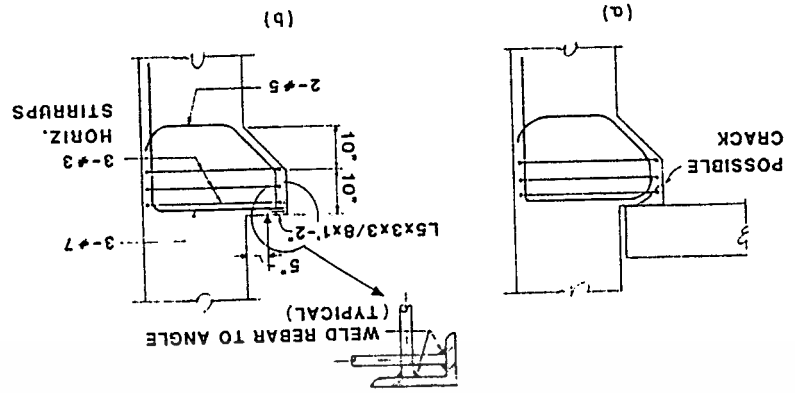
รูปที่ 2.2.74 แบบขยายที่รองรับที่ปลายคาน

(a) การออกแบบที่ไม่ดีทำให้เกิดการแตกร้าว

(b) แผ่นรองที่หนุนคานเพื่อกันแรงกระทำที่ขอบของบ่าคาน

3.การเตรียมการเสริมเหล็กที่บริเวณที่หูช้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.75 การเสริมเหล็กที่หูช้าง (a) แบบที่ไม่ถูกต้อง (b) การเตรียมเหล็กเสริมที่ดี

2.2.3.2.2 การวิบัติของอาคารที่จอดรถชั้นดาดฟ้า ศูนย์การค้า UPSTATE เศษของคอนกรีตคานขนาดใหญ่ได้ตกลงมาภายในห้างสรรพสินค้า ซึ่งเป็นจุดที่ทำให้เริ่มมีการสังเกตเห็นการวิบัติซึ่งเกิดขึ้นกับบริเวณดังกล่าว โครงสร้างนี้เป็นพื้นและคานหล่อสำเร็จอัดแรงและบริเวณลานจอดรถก็ประกอบด้วยโครงสร้างเช่นเดียวกัน

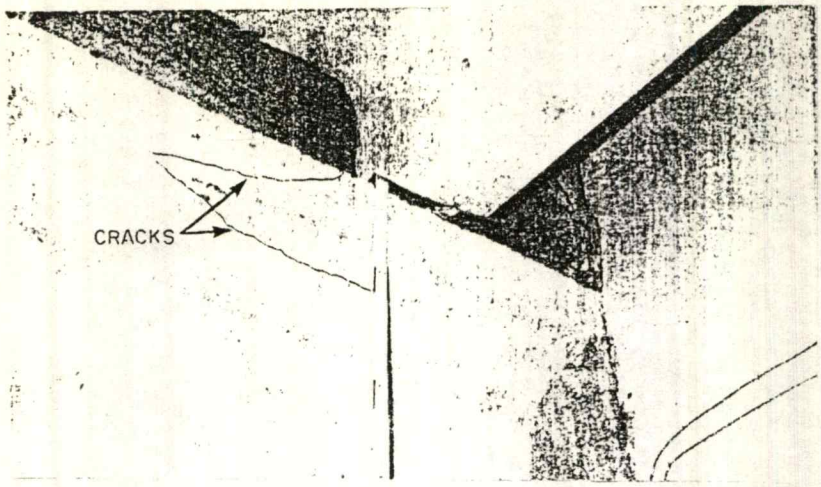
คานคอนกรีตเป็นคานหล่อสำเร็จตามแบบของ AASHTO-type เพื่อรองรับพื้นสำเร็จรูป double-tee ที่วางพาดที่รัมปีกคานด้านบน บริเวณที่เกิดการวิบัติคือที่ปีกคานด้านบนซึ่งรองรับพื้นโดยคอนกรีตบริเวณดังกล่าวได้เกิดรอยร้าวขึ้น(รูปที่ 2.2.76 a) และคานบางส่วนได้มีคอนกรีตหลุดร่อนออกมาดังรูปที่ 2.2.76 b

สาเหตุของการวิบัติ

1.จากการตรวจสอบหาสาเหตุก็ทำให้ประหลาดใจที่ว่า ความหนาที่ริมขอบของปีกคานดังกล่าวประมาณ $3\frac{1}{2}$ นิ้ว (89 มม.) ดังรูปที่ 2.2.77 ซึ่งพื้นที่บริเวณอื่นของศูนย์การค้าแห่งนี้ขอบริมของปีกคานมีความหนา $5\frac{1}{2}$ นิ้ว (140 มม.)ซึ่งก็ไม่มีการวิบัติเกิดขึ้นกับคานเหล่านี้ และสิ่งที่พบคือบริเวณที่วิบัติมีแผ่นรองรับระหว่างพื้นและคานดังกล่าวขาดประสิทธิภาพและไม่สามารถทำให้แผ่นพื้นเคลื่อนที่หรือหมุนได้อย่างอิสระ ซึ่งการวิบัติที่มากที่สุดเกิดขึ้นที่บริเวณ expansion joint ซึ่งมีการเคลื่อนที่มากที่สุด (รูปที่ 2.2.78)

2.ยังมีผลกระทบอื่น ๆ อีกที่เกี่ยวกับสาเหตุของการวิบัติที่เกิดขึ้นนี้ เช่น หัวหมุดยึดที่ยิงเข้าบริเวณใต้คานตัวทีของแผ่นพื้นเพื่อแขวนท่อสุขภัณฑ์และเพื่อประโยชน์อื่น ๆ (รูปที่ 2.2.79)หรือรอยร้าวที่เกิดกับคานคอนกรีตเนื่องจากระยะรองริมของคานบนเสาไม่เพียงพอ

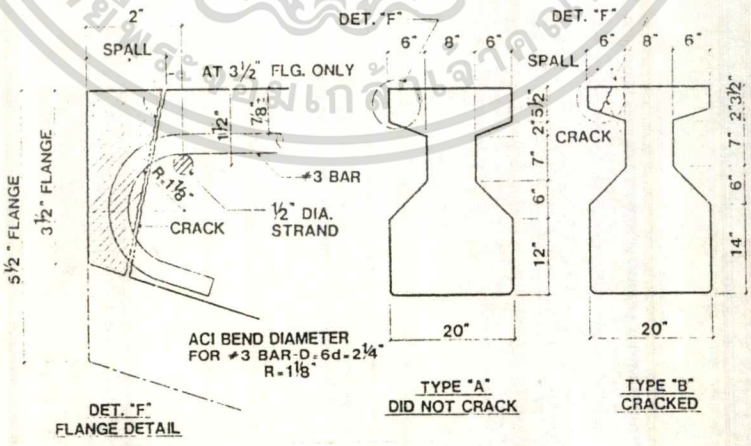
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



a

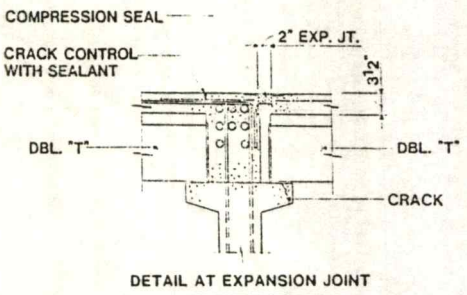
b

รูปที่ 2.2.76 (a)รอยร้าวที่เกิดขึ้น(b)การหลุดร่อนของปีกคานคอนกรีตหล่อสำเร็จ

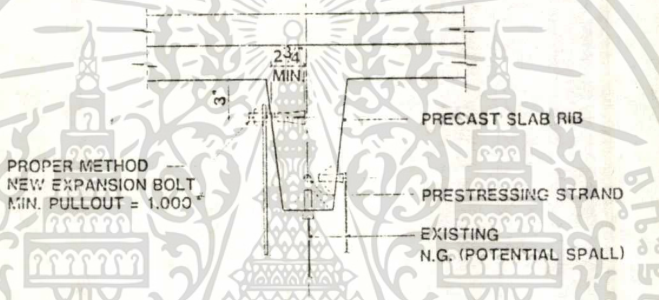


รูปที่ 2.2.77 แบบขยายของคานคอนกรีต 2 ประเภทคือ Type A มีความหนาของปีก $5^{1}/_{2}$ นิ้ว ซึ่งไม่เกิดรอยร้าวแต่อย่างใดและType-B มีความหนา $3^{1}/_{2}$ นิ้ว ซึ่งเกิดรอยร้าวขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.78 การวิบัติซึ่งเกิดขึ้นที่ expansion joint ที่ซึ่งมีการเคลื่อนที่มากที่สุด



รูปที่ 2.2.79 แสดงการยึดแขวนท่อต่างๆเข้ากับตงพื้นคอนกรีตสำเร็จ

การแก้ไข

1.การทำหูช้างที่คานเพื่อเพิ่มพื้นที่รองรับให้เพียงพอดังรูปที่ 2.2.80

2.เพื่อเป็นการป้องกันการหลุดร่อนของคอนกรีตในอนาคต จึงได้มีการทำการขยายรองรับในบริเวณดังกล่าว(รูปที่ 2.2.81)

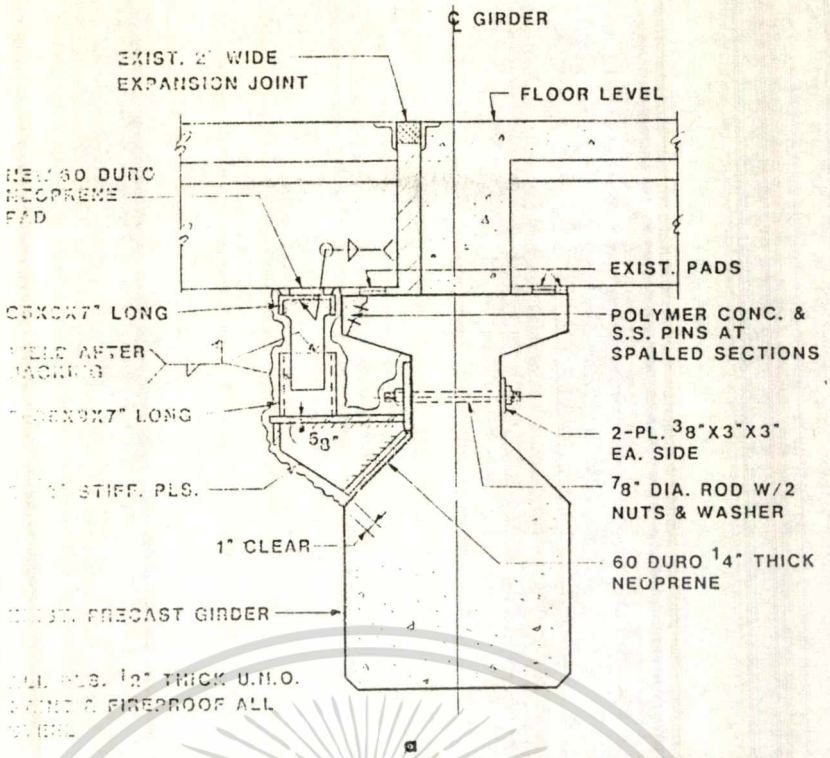
การป้องกัน

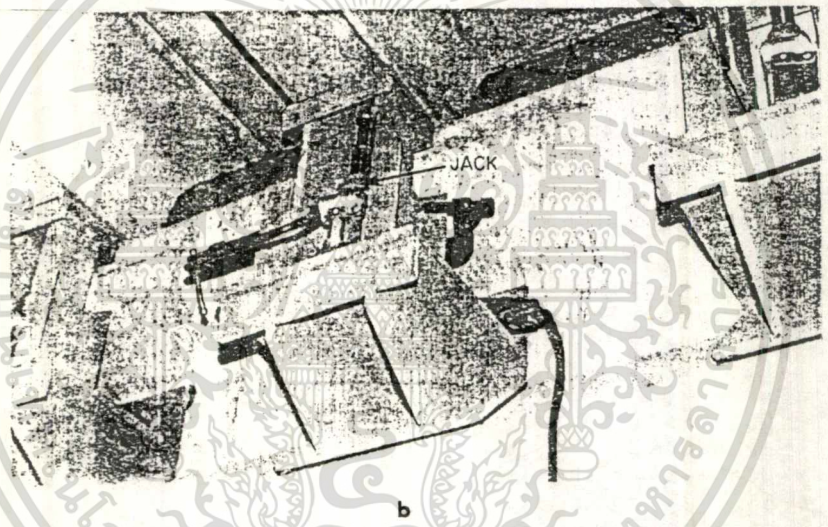
1.เพื่อการป้องกันจึงไม่ควรใช้ชิ้นส่วนคอนกรีตสำเร็จที่มีปีกคานที่บางเป็นที่รองรับ

2.ควรเตรียมแผ่นรองรับให้มีขนาดพอเพียงกับชิ้นส่วนและสามารถเคลื่อนที่และการหมุนอย่างอิสระที่จุดรองรับ

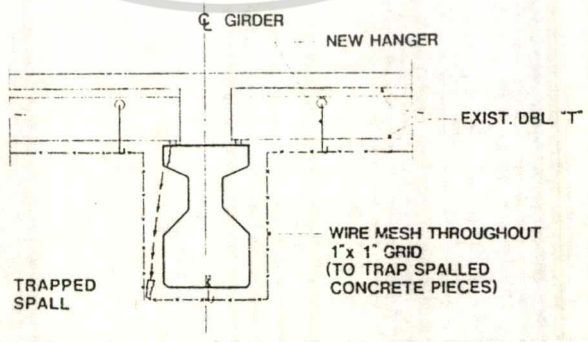
3.การยึดแขวนท่อต่าง ๆ จากแผ่น web ของพื้นคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปตัวทีควรยึดหัวยึดเข้ากับข้างคานรูปตัวที เพราะจะต้านทานแรงดันที่เกิดขึ้นได้มากกว่า การยึดที่ใต้คาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





รูปที่ 2.2.80 การซ่อมแซมโดยใช้แท่งเหล็กรูปตัวทีขันกับหูช้างที่ติดกับคาน และพื้นคอนกรีตสำเร็จ

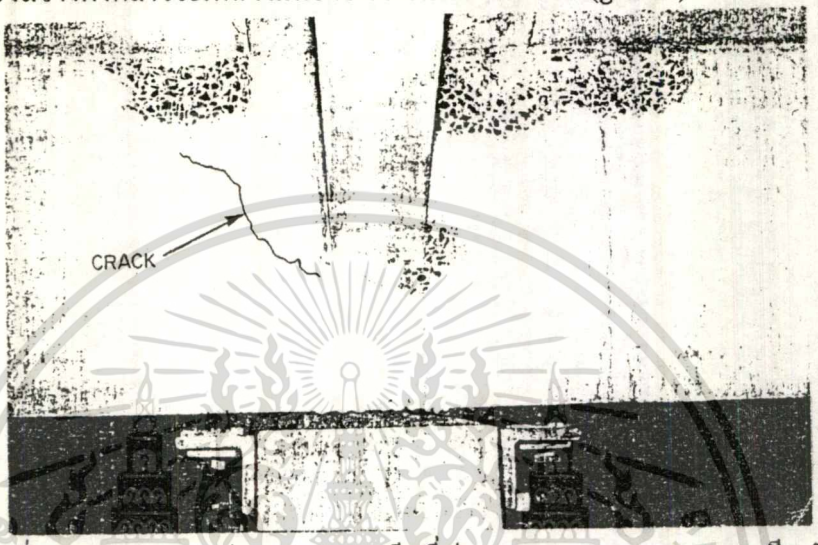


รูปที่ 2.2.81 แสดงการติดตั้งตาข่ายเพื่อรองรับเศษคอนกรีตที่หลุดร่อนออกมา

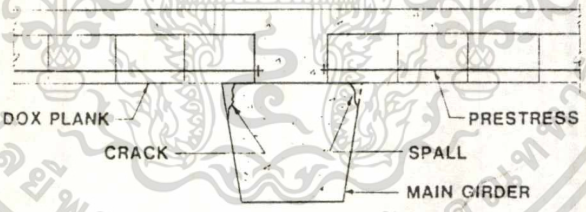
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.3.2.3 การวิบัติของที่จอดรถของอาคาร OLD COUNTRY

อาคารจอดรถขนาดใหญ่ที่ก่อสร้างด้วยระบบพื้นคอนกรีตอัดแรงสำเร็จกับคาน คอนกรีตสำเร็จ หลังจากเปิดใช้บริการหลายปี ก็ได้เกิดการหลุดร่อนของคอนกรีตและเกิดรอยร้าวที่ผิวของคาน(รูปที่ 2.2.82)ซึ่งการวิบัตินี้จะขยายตัวจนทำให้ส่วนของคอนกรีตที่หลุดร่อนตกลงมาได้ สภาพอันตรายแก่โครงสร้างดังกล่าวจะเพิ่มขึ้นเนื่องจากผิวที่เอียงของคาน(girders)



รูปที่ 2.2.82 การหลุดร่อนของคอนกรีตที่ส่วนแบกทานของคานคอนกรีตสำเร็จ และพื้นซึ่งรอยร้าวนี้แสดงถึงการหลุดร่อนที่จะเกิดขึ้นอีก



รูปที่ 2.2.83 ภาพตัดขวางของคานแสดงผิวเอียงรอยร้าวและการหลุดร่อนที่ส่วนแบกทานของคาน

สาเหตุของการวิบัติ

จากการค้นหาสาเหตุที่แสดงให้เห็นว่า

1.ส่วนที่จัดเตรียมไว้สำหรับการเคลื่อนตัวและการหมุนตัวของชิ้นส่วนไม่ได้ทำตามแบบกำหนดเพื่อความสะดวกในการก่อสร้าง

2.การสูญเสียแรงอัดในแผ่นพื้นสำเร็จ

3.การเคลื่อนตัวเนื่องจากการขยายตัวของคอนกรีตจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทั้งหมดนี้เป็นปัจจัยหลักที่ทำให้เกิดรอยร้าวและการหลุดร่อน

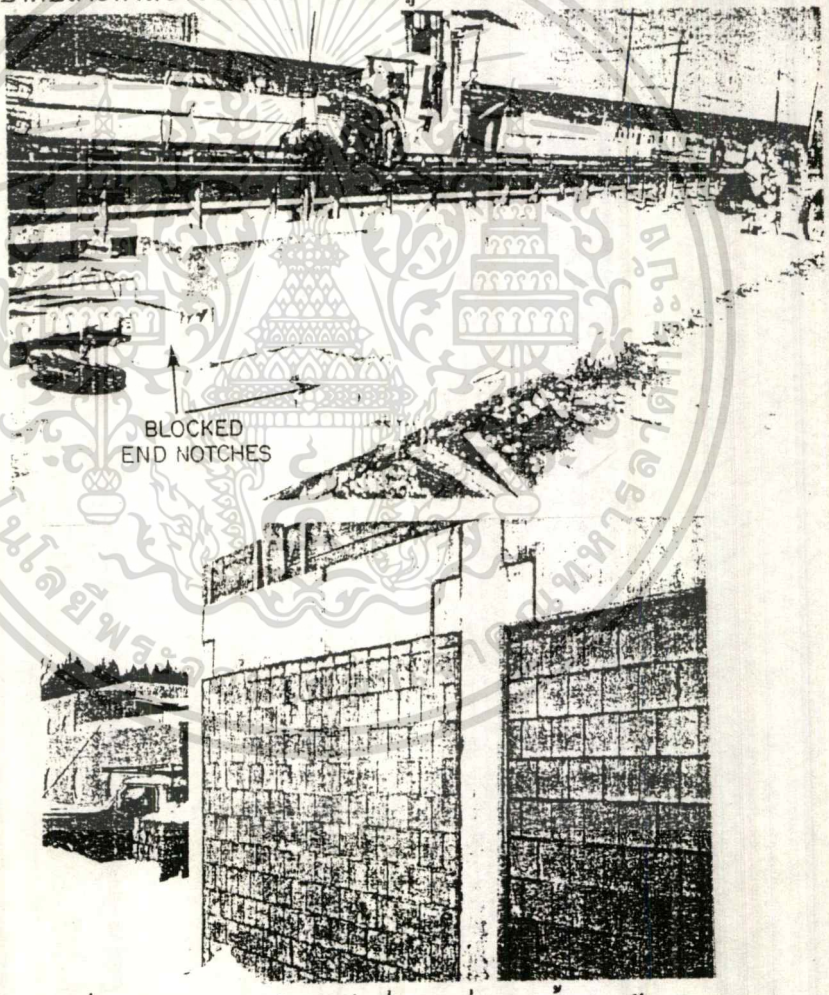
การป้องกัน

1.ควรจัดเตรียมให้บริเวณที่รองรับสามารถเคลื่อนที่ได้และหมุนได้

2.ไม่ควรออกแบบให้ผิวคอนกรีตคานที่รองรับเอียง เพราะจะทำให้เกิดรอยแตกร้าวและการหลุดร่อนได้ง่ายเนื่องจาก covering ที่มากขึ้น

2.2.3.2.4 การวิบัติของโรงพยาบาลUPSTATE METAL HEALTH

โครงสร้างของอาคารโรงพยาบาลนี้ประกอบด้วยระบบสำเร็จรูปทั้งเสาและคาน โดยชิ้นส่วนของคานได้ทำการบากปลายทั้งสองข้างซึ่งรองรับด้วยหูช้างที่หล่อยื่นออกจากเสาคอนกรีตสำเร็จตามรูปที่ 2.2.84



รูปที่ 2.2.84 คอนกรีตสำเร็จซึ่งบากที่ปลายทั้งสองข้างและการติดตั้งคานดังกล่าวเข้ากับโครงสร้างซึ่งรองรับด้วยหูช้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

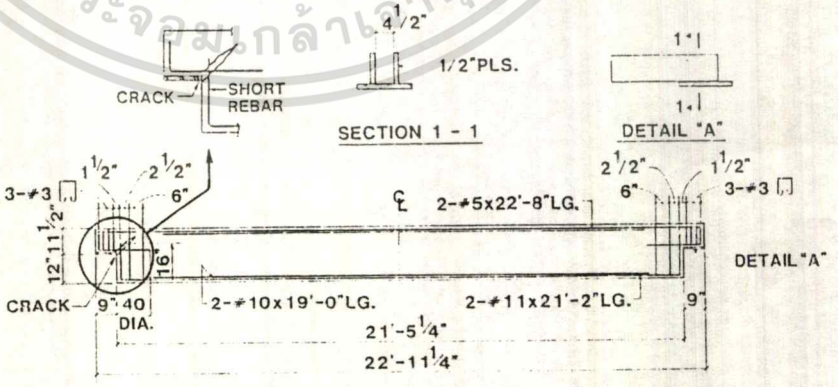
หลังจากการก่อสร้างเพียงไม่นาน ก็ได้เกิดรอยร้าวขึ้นที่ปลายทั้งสองข้างของคานที่ทำการบาก และเมื่อได้ทำการทดสอบ การรับน้ำหนักของคานดังกล่าวในห้องทดลองของมหาวิทยาลัยแห่งหนึ่ง พบว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นในบริเวณรอยบากจะขยายตัวอย่างมากจนทำให้คานวิบัติด้วยน้ำหนักกระทำที่ต่ำกว่าน้ำหนักที่คาดว่าคานจะรับได้จากการออกแบบ (รูปที่ 2.2.85)

รูปที่ 2.2.85 การทดลองคานซึ่งแสดงให้เห็นรอยร้าวที่เกิดขึ้นและการวิบัติของคาน

จากรูปที่ 2.2.85 แสดงให้เห็นเหล็กเสริมที่เคลื่อนที่ออกจากตัวคานเมื่อเกิดการพังของคานด้วยน้ำหนักกระทำ 40 ksi (276 Mpa) ซึ่งน้อยกว่าที่คาดไว้คือ 60 ksi (414 Mpa) ที่กำหนดในแบบโครงสร้าง

สาเหตุของการวิบัติ

จากการวิบัติของคานโดยเหล็กเสริมได้เคลื่อนออกจากตัวคาน ดังรูปที่ 2.2.85 ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเหล็กเสริมที่ยื่นเข้าไปในส่วนของคานด้านบนที่บริเวณ reentrant corner ที่รอยบากนั้นน้อยเกินไป จึงทำให้หน่วนแรงดึงด้านน้ำหนักกระทำในแนวดิ่งหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่บริเวณดังกล่าวน้อยกว่าที่ควรจะเป็น

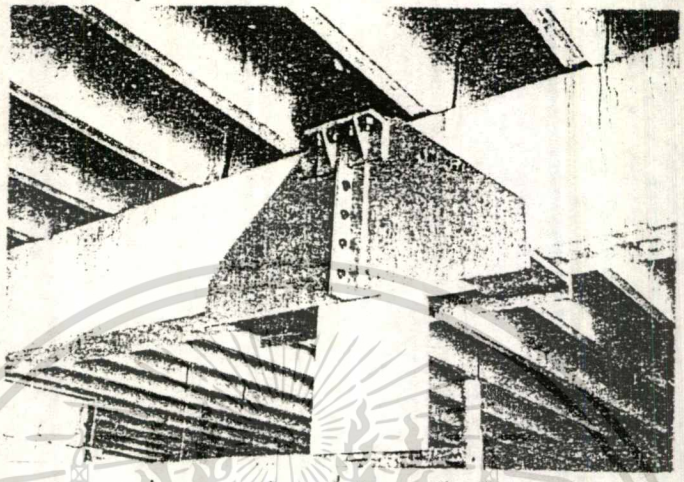


รูปที่ 2.2.86 คานคอนกรีตสำเร็จซึ่งแสดงให้เห็นรอยร้าวที่เกิดขึ้นและรายละเอียดการเสริมเหล็กที่บริเวณรอยบาก ซึ่งจะพบว่าเหล็กที่วิ่งจากส่วนล่างขึ้นไปยังส่วนบนนั้นน้อยเกินไป

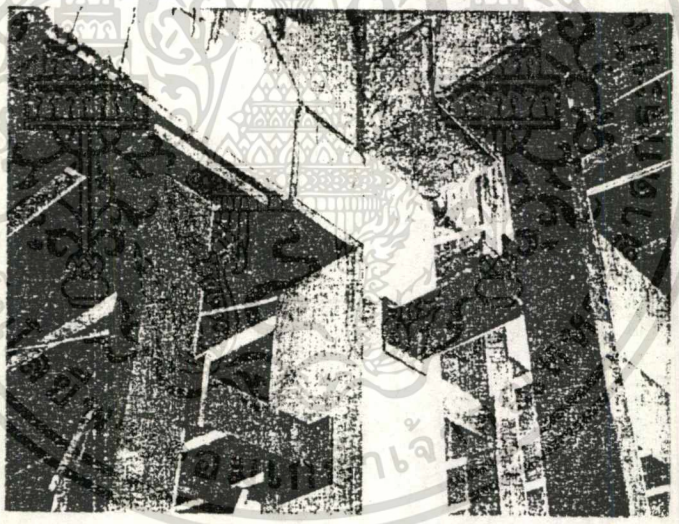
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การแก้ไข

1.จากการวิบัติดังกล่าวได้ทำการแก้ไขโดยการใช้แผ่นเหล็กยึดเข้ากับปลายคานเพื่อช่วยรับแรง ดังรูป 2.2.87 ที่รวมทั้งการเสริมที่รองรับคานดังกล่าวโดยใช้เสาเหล็ก ดังรูปที่ 2.2.88 ซึ่งการซ่อมแซมดังกล่าวทำให้เสียค่าใช้จ่ายสูงขึ้นมาก



รูปที่ 2.2.87 การซ่อมแซมบริเวณที่เกิดรอยร้าวด้วยการเสริมแผ่นเหล็ก

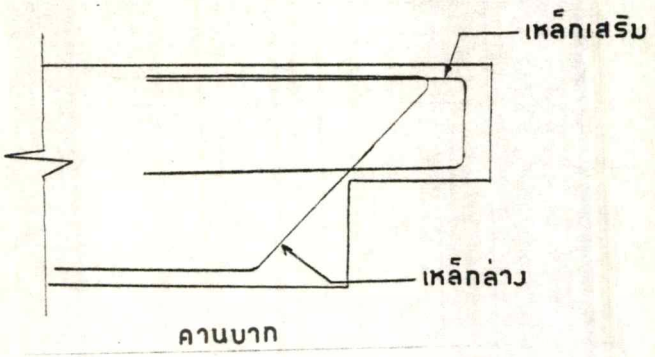


รูปที่ 2.2.88 เสาเหล็กที่ถูกติดตั้งเพิ่มขึ้นเพื่อรองรับคานดังกล่าว

การป้องกัน

1.การบากคานที่บริเวณรองรับ ควรมีการเสริมเหล็กเพื่อรองรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในบริเวณดังกล่าว ดังรูปที่ 2.2.89

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



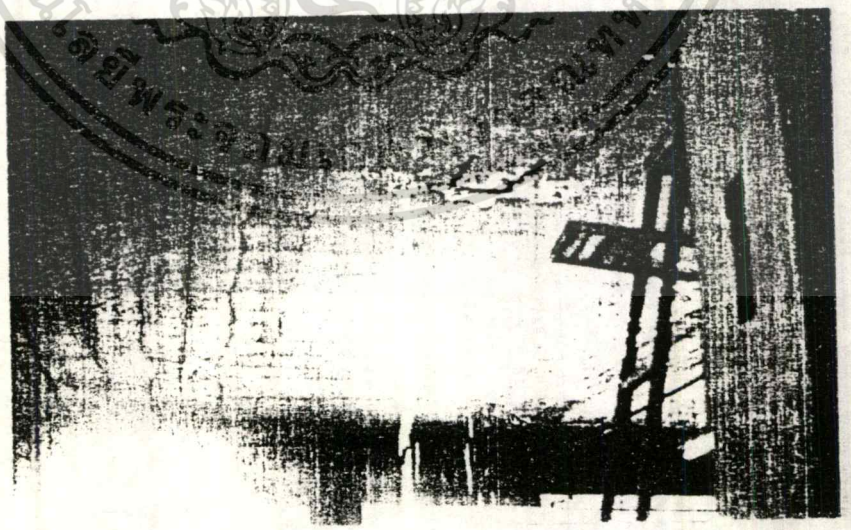
รูปที่ 2.2.89 แสดงการเสริมเหล็กสำหรับคานคอนกรีตสำเร็จที่มีการบาก

2.ถ้าเป็นไปได้ควรมีการหลีกเลี่ยงการบากคานที่มีน้ำหนักกระทำมาก ๆ เพราะจะทำให้เกิดการวิบัติได้ง่าย

3.ในการทำงานผู้รับเหมาควรตรวจสอบแบบอีกครั้งว่าสามารถรับแรงได้ตามกำหนดหรือไม่ ถ้าพบสิ่งผิดสังเกตควรมีการร้องขอให้มีการออกแบบแก้ไข หรือตรวจสอบการออกแบบ

2.2.3.2.5 การวิบัติของที่จอดรถอาคารศูนย์การค้า WESTBURY

การออกแบบอาคารลานจอดรถได้ใช้เสาคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปตัวT (hammer head) กับการหล่อคานเพิ่มในที่ แผ่นพื้นได้ใช้พื้นคอนกรีตหล่อสำเร็จ hollow-core วางบนคานซึ่งไม่ได้มีการอัดแรง ก่อนแต่ก็ใช้เสริมเหล็กกล้าละมุน(mild-steel)

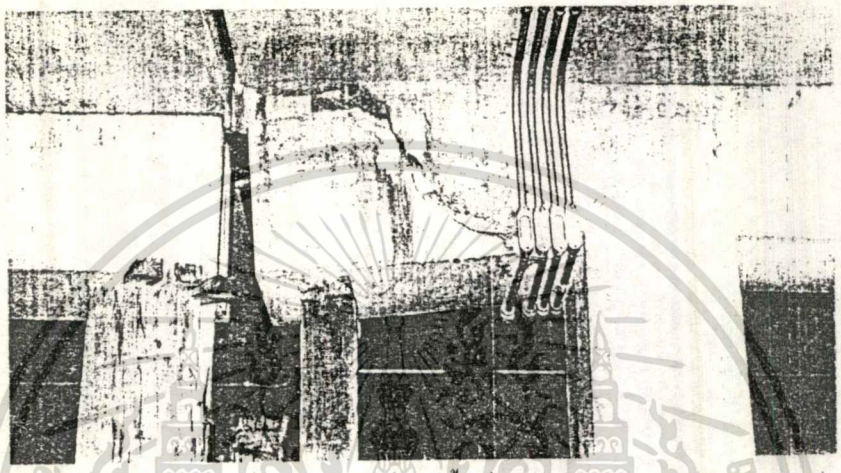


รูปที่ 2.2.90 แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นที่พื้นคอนกรีต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลังจากการใช้งานได้ 2-3 ปี เจ้าของอาคารได้พบว่าเกิดรอยร้าวแนวทะแยงในคานและมีน้ำซึมผ่านแผ่นพื้นมาได้ซึ่งการสำรวจจากด้านใต้พื้นได้พบเห็นรอยร้าวในแนวราบได้อย่างชัดเจน

รอยร้าวแนวทะแยงที่เกิดขึ้นที่บ่าเสาคอนกรีตหล่อสำเร็จซึ่งมีขนาดกว้างมากจนส่วนดังกล่าวไม่สามารถรับกำลังได้เลย ซึ่งก็ได้ทำการเสริมค้ำยันชั่วคราวเพื่อรองรับส่วนบ่าเสาบริเวณดังกล่าว



รูปที่ 2.2.91 รอยร้าวแนวทะแยงที่เกิดขึ้นที่บ่าของเสาคอนกรีตหล่อสำเร็จรูปตัว T

สาเหตุของการวิบัติ

จากการค้นหาสาเหตุของรอยร้าวพบว่าเกิดจากการยึดแน่นของ expansion jointทำให้ไม่สามารถลดความแตกต่างของการเคลื่อนที่ในแต่ละชิ้นส่วนได้ จึงทำให้เกิดหน่วยแรงที่บริเวณใกล้expansion joint ดังกล่าวจนเกิดการแตกร้าว

การแก้ไข

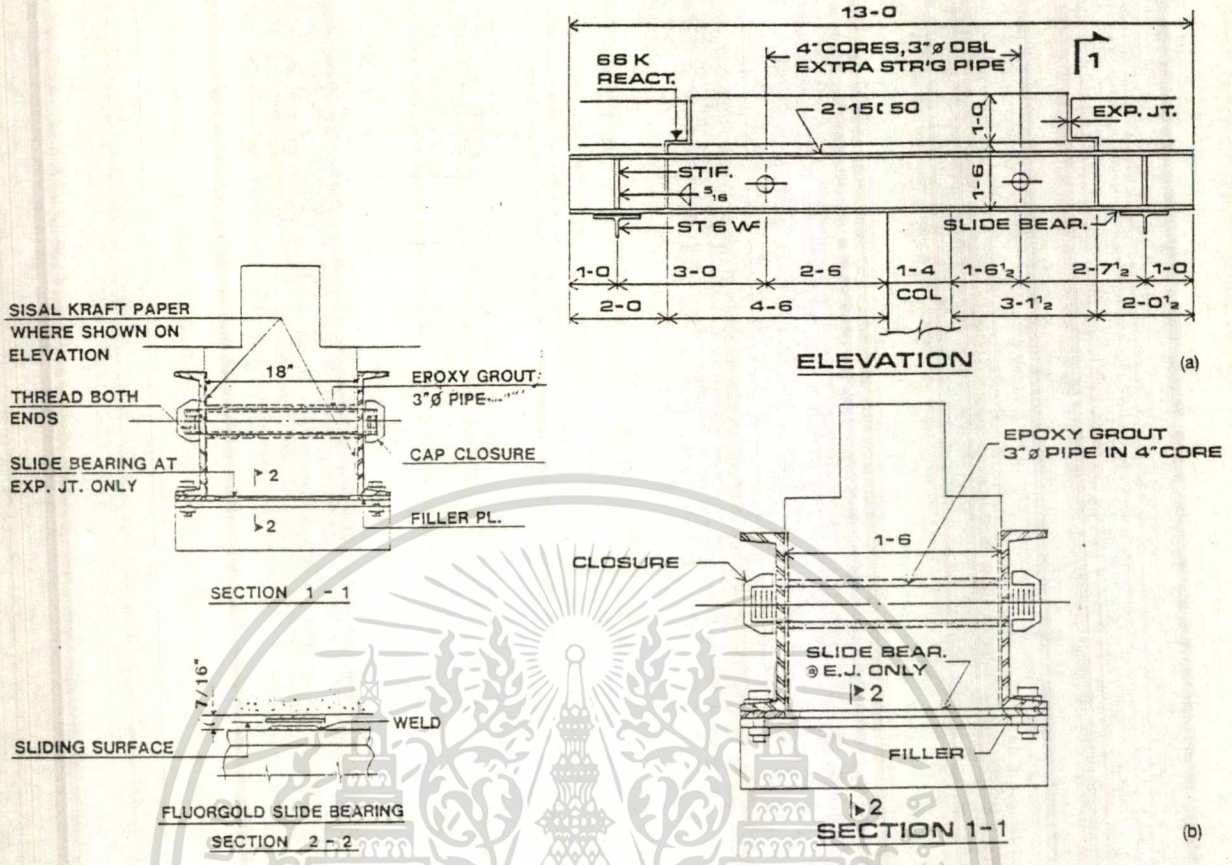
1.เพื่อให้ชิ้นส่วนที่เกิดรอยร้าวสามารถรับน้ำหนักได้เหมือนเดิม จึงได้ใช้เหล็กรางขนาดใหญ่ประกับทับข้างคานทั้งสองด้านแล้วยึดด้วยสลักเกลียวที่สอดผ่านรูเจาะในคานดังรูปที่ 2.2.92 และที่ปลายของเหล็กรางได้สอดแผ่นเหล็กบางรองรับเพื่อให้เกิดการเคลื่อนตัวอย่างอิสระเป็นการป้องกันการยึดแน่นที่อาจเกิดขึ้นอีก

2.แก้ไขรอยต่อของแต่ละชิ้นส่วนให้สามารถเคลื่อนที่ได้

การป้องกัน

1.สำหรับลานจอดรถแล้วควรมีการป้องกันการซึมของน้ำโดยการใช้แผ่นยางกันน้ำ หรือ อย่างน้อยก็ควรใช้วิธีการเคลือบน้ำยากันซึมที่บริเวณหลังคา

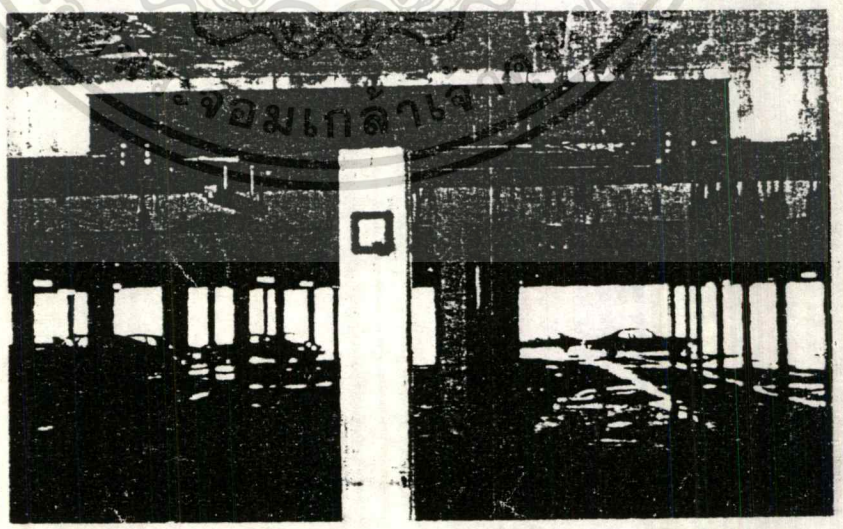
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.92 แบบขยายการซ่อมแซม

(a)เหล็กรางขนาดใหญ่ 2 ตัวได้ถูกยึดเข้ากับคาน โดยสลักเกลียว

(b)ที่ปลายเหล็กราง ได้รองด้วยแผ่นเหล็กเพื่อการเคลื่อนตัว

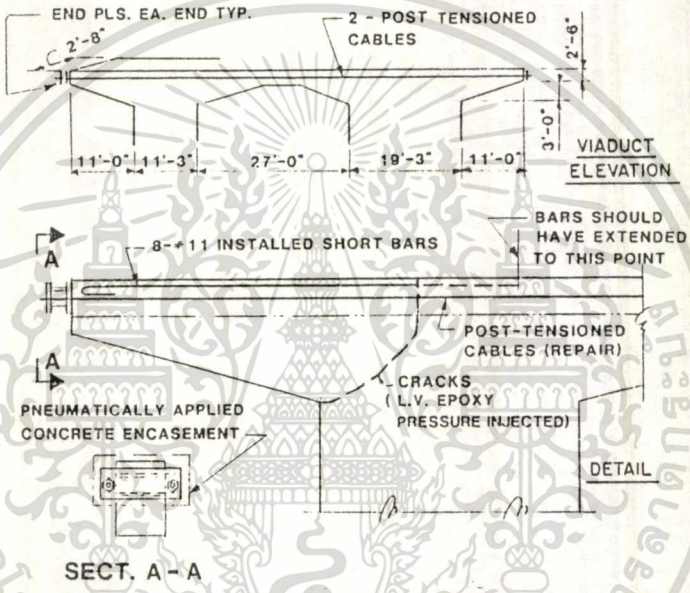


รูปที่ 2.2.93 แสดงคานภายหลังจากการซ่อมแซม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.3.2.6 การวิบัติของสะพานรถไฟที่ New York

การวิบัติของสะพานดังกล่าวเกิดขึ้นที่บริเวณปีกคานด้านบนของคานสะพานรถไฟ หลังจากที่สะพานนี้เปิดให้มีการจราจรเพียงไม่นาน เมื่อได้สังเกตพบรอยร้าวดังกล่าวแล้วได้มีการทำค้ำยันขึ้นรองรับส่วนดังกล่าวในทันที และจากการสำรวจพบว่ารอยร้าวที่เกิดขึ้นที่บริเวณปลายของเหล็กเสริมบนพอดี (รูปที่ 2.2.94)ซึ่งได้สรุปสาเหตุของการแตกร้าวนี้เกิดจากเหล็กเสริมบนมีความยาวไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงดึงที่เกิดขึ้น ซึ่งความยาวของเหล็กบนดังกล่าวผู้ออกแบบได้กำหนดให้มีความยาว 40 เท่า ของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมเพื่อยึดเหนี่ยวกับคอนกรีต(แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต)



รูปที่ 2.2.94 แสดงรอยร้าวที่เกิดขึ้นและการแก้ไขโดยการดึงลาดอัดแรง

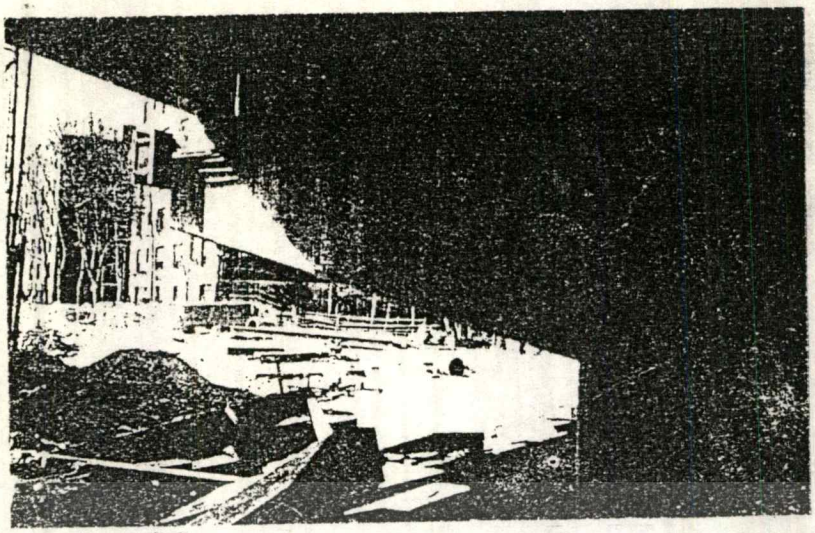
การแก้ไข

1.เพื่อลดหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในเหล็กเสริมด้านบนจึงได้ใช้การดึงลวดกำลังสูงเพื่อชักแรงที่ด้านบนของคาน ดังรูปที่ 2.2.94

การป้องกัน

1.การเสริมเหล็กบนของส่วนโครงสร้างยื่น ควรให้มีความยาวของเหล็กเสริมยาวต่อเนื่องเลยจุดที่เกิดหน่วยแรงและมีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเพียงพอ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.95 แสดงภาพสะพานหลังจากการซ่อมแซม

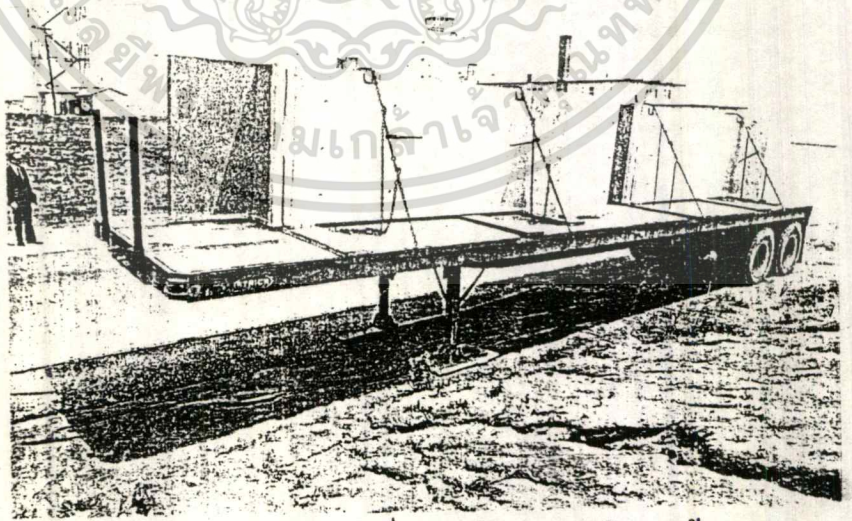
2.2.3.3 การวิบัติของผนัง

2.2.3.3.1 การวิบัติของแผ่นผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ

แผ่นผนังคอนกรีตสำเร็จได้เกิดรอยร้าวขึ้นขณะทำการก่อสร้างทำให้การก่อสร้างต้องหยุดเพื่อหาสาเหตุของรอยร้าวและทำการแก้ไข

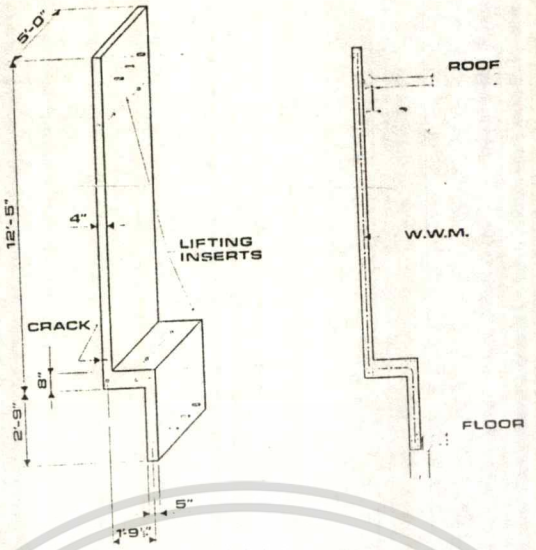
แผ่นผนังหล่อสำเร็จรูปที่ออกแบบสำหรับโครงสร้างแบบ frame 1 ชั้น โดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัด 5,000 psi (35 Mpa)ที่อายุ 28 วัน ชิ้นส่วนค้ำยันกล่าวจะรองรับและยึดปิดด้วยเหล็กฉากทั้งที่ระดับพื้นและระดับหลังคา

ลักษณะของแผ่นผนังสำเร็จประกอบด้วยส่วนในแนวดิ่ง 2 ส่วนขนาดหนา 4 นิ้วและ 5 นิ้ว (102 มม. และ 127 มม.) เชื่อมต่อโดยชิ้นส่วนในแนวราบหนา 8 นิ้ว (203 มม.) ซึ่งมีลักษณะคล้ายตัว " Z " ดังรูปที่ 2.2.96 และ 2.2.97 การเสริมเหล็กได้เสริมเหล็กชั้นเดียววางเป็นตาข่าย

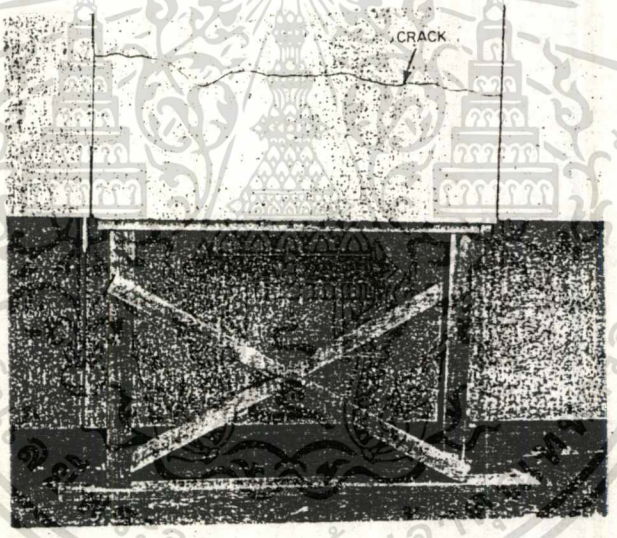


รูปที่ 2.2.96 แผ่นผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จซึ่งออกแบบสำหรับโครงสร้างแบบ frame ชั้นเดียว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.2.97 รอยร้าวที่เกิดขึ้นเหนือชิ้นส่วนในแนวราบยาวตลอดหน้าตัด , WWM คือ Welded Wire Mesh

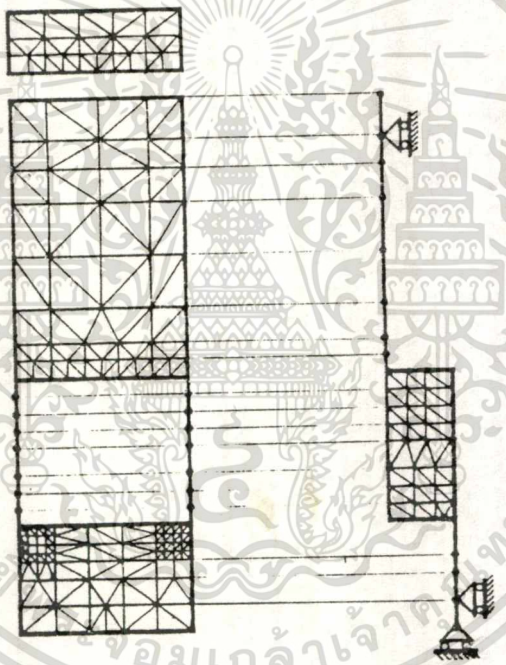


รูปที่ 2.2.98 ค้ำยันชั่วคราวได้ถูกติดตั้งเพื่อรองรับชิ้นส่วนที่เกิดรอยร้าว

จากรอยร้าวที่เกิดขึ้นผู้รับเหมาได้กล่าวโทษว่าเป็นความผิดพลาดในการออกแบบ ในขณะที่เจ้าของและผู้ออกแบบของโครงการนี้ได้ตำหนิว่าเกิดจากการก่อสร้างที่ไม่ดีพอ ซึ่งรวมถึงการยกชิ้นส่วน การขนย้ายจากโรงงานมายังที่ก่อสร้าง และเมื่อมีการสรุปปัจจัยต่าง ๆ ของปัญหาที่เกิดขึ้น โดยเมื่อพิจารณาที่แผ่นผนังหล่อสำเร็จ ความหนาของแผ่นผนังดังกล่าว 4 นิ้ว ซึ่งน้อยกว่าความหนาที่ต่ำสุดสำหรับชิ้นส่วนยาว 15 ฟุต (4.5 ม.)ที่กำหนดใน ACI code คือ L/30 , ลักษณะของแผ่นผนัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ไม่เหมาะสมซึ่งรูปร่างดังกล่าวทำให้เกิดหน่วนแรงที่มาก และการเสริมตะแกรงเหล็กเพียงชั้นเดียวไม่เพียงพอที่จะต้านทางหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นได้ โดยจากการตรวจสอบแบบ แสดงให้เห็นว่ารอยต่อระหว่างแผ่นผนังซึ่งผู้ออกแบบไม่ได้ออกแบบเอาไว้ แต่จะพบลักษณะของรอยต่อในแบบของผู้รับเหมา ซึ่งรอยต่อนี้ไม่สามารถป้องกันหน่วยแรงดึงในแผ่นผนังคอนกรีตได้โดยได้ทำการยึดที่ด้านบนของแผ่นเพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของแผ่นผนังในแนวดิ่งและตามปกติแล้วแผ่นพื้นจะเกิดหน่วยแรงภายใต้ dead load ,live load และ wind load บวกกับหน่วยแรงจากการหดตัวและผลจากอุณหภูมิ การวิเคราะห์หน่วยแรงที่เกิดขึ้นนี้ได้ใช้วิธี finite-element ซึ่งพิสูจน์ให้เห็นว่าการจำกัดการเคลื่อนอย่างอิสระทำให้เกิดหน่วยแรงดึงที่สูงมากในระหว่างที่มีการเพิ่มอุณหภูมิ ซึ่งหน่วยแรงนี้ เมื่อรวมกับหน่วยแรงจากน้ำหนักของแผ่นพื้นเองแล้วจะมากกว่าหน่วยแรงดึงของผนังคอนกรีตที่จะสามารถรับได้ และตำแหน่งของแรงดึงสูงสุดก็อยู่บริเวณเดียวกับที่เกิดรอยร้าวดังกล่าว



รูปที่ 2.2.99 แสดงให้เห็นการวิเคราะห์โดยใช้วิธี finite-element เพื่อหาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในแผ่นผนัง ภายใต้น้ำหนักกระทำบวกกับผลจากการหดตัว และอุณหภูมิ

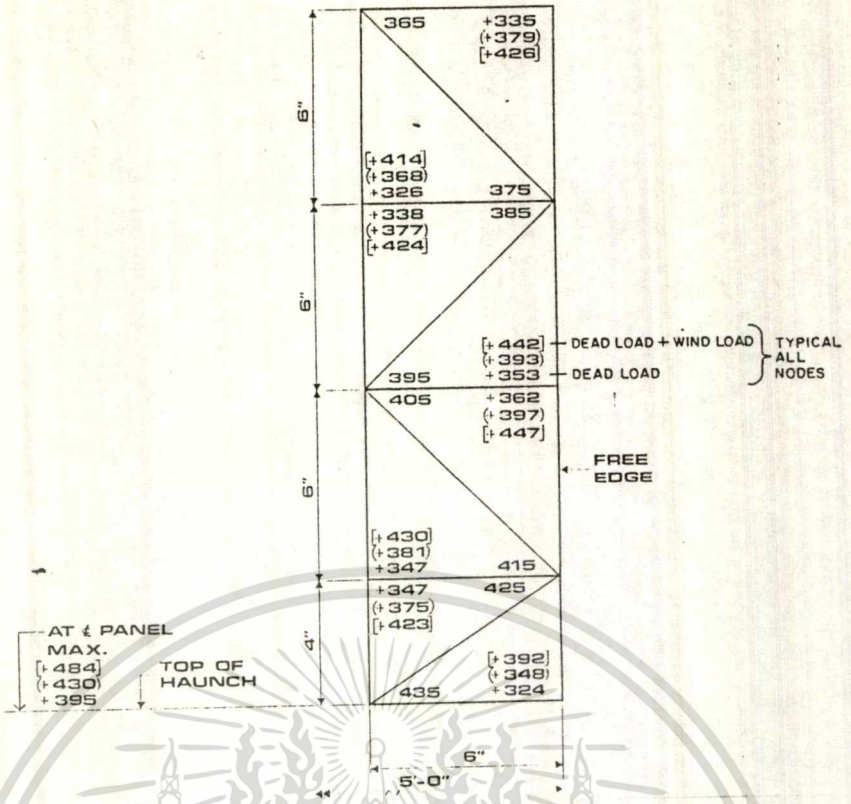
การป้องกัน

1.สำหรับแผ่นผนังหล่อสำเร็จในการออกแบบต้องพิจารณาถึงอัตราส่วนต่ำสุดของ L/T (minimum L/T ratios) ที่กำหนดใน ACI code

โดย L = ความยาว

T = ความหนา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



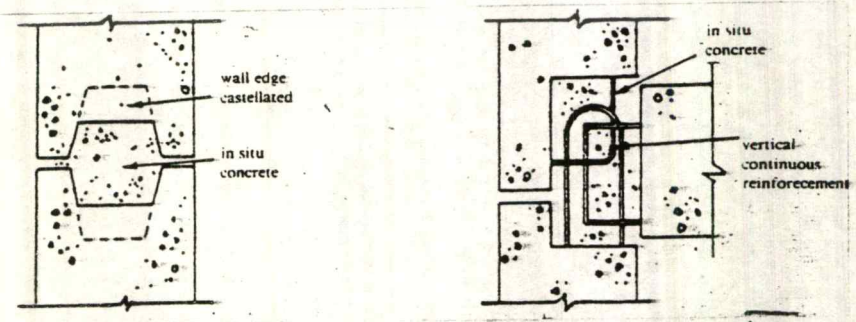
รูปที่ 2.2.100 แสดงค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นเพื่อจำกัดการเคลื่อนที่อย่างอิสระซึ่งมีเกิดหน่วยแรงที่สูงมาก

โดย + No. = dead load

(+ No.) = dead load + 6.4 psi wind load

[+ No.] = dead load + 6.4 psi wind load ใกล้มุม

2.รอยต่อของแผ่นผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จต้องให้มีการเคลื่อนที่ได้เพื่อป้องกันหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้น และการออกแบบรอยต่อควรกำหนดประเภทของรอยต่อโดยผู้มีความรู้ในเรื่องโครงสร้างคอนกรีตหล่อสำเร็จเป็นอย่างดี และต้องกำหนดรายละเอียดลงในเอกสารสัญญาด้วย ซึ่งรอยต่อนี้ต้องสามารถถ่ายเทแรงเฉือน(shear)จากผนังหนึ่งไปยังอีกผนังหนึ่งได้ เพื่อว่าผนังจะได้มีรอยต่อที่บริเวณขอบผนังทั้งในแนวตั้งและแนวนอนที่มีความแข็งเท่าเทียมกันทั้งสองแกน จนสามารถทำหน้าที่เป็น shear wall ได้ ซึ่งลักษณะของรอยต่อแสดงในรูปที่ 2.2.101



รูปที่ 2.2.101 รอยต่อระหว่างแผ่นผนังและแผ่นผนังหล่อสำเร็จ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

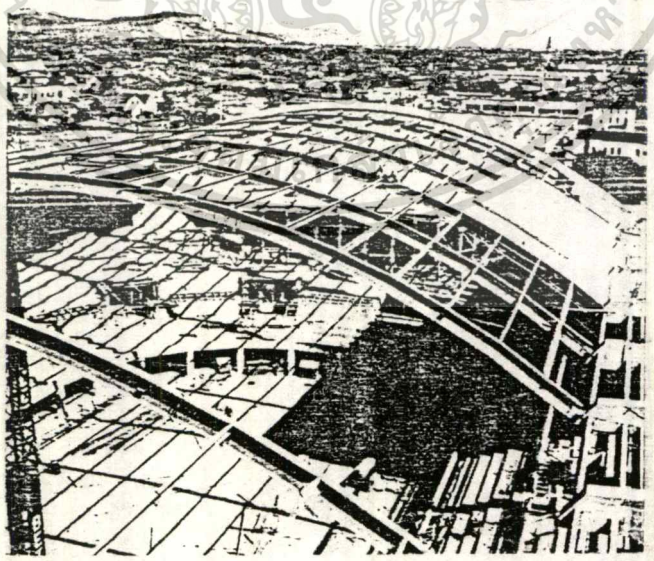
3.แผ่นผนังสำเร็จที่สัมผัสกับอุณหภูมิภายนอกโดยตรงต้องออกแบบโดยพิจารณาการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิทั้งขณะก่อสร้างและใช้งาน ความแตกต่างของอุณหภูมิภายนอกและภายในก็ต้องนำมาพิจารณาเช่นกันเพื่อป้องกันรอยร้าวที่เกิดขึ้นในแผ่นผนัง

2.3 การวิบัติของโครงสร้างเหล็ก

2.3.1 ประเภทของโครงสร้างเหล็กที่ใช้ในงานอาคาร

อาคารเหล็กโดยทั่วไปจะแบ่งประเภทของอาคารออกเป็น 4 กลุ่ม คือ bearing-rall Construction, Skeleton construction,, long-span construction และ combination steel and concrete framing ซึ่งแต่ละประเภทจะอธิบายดังต่อไปนี้

2.3.1.1 Bearing-wall Construction เป็นประเภทที่ใช้ในโครงสร้างชั้นเดียวเป็นส่วนใหญ่ โดยที่ปลายของคาน (beam) หรือตง (joists) หรือโครงเหล็กขนาดย่อม (light trusses) จะรองรับไว้ด้วยผนังและผนังจะเป็นตัวถ่ายน้ำหนักจากโครงเหล็กดังกล่าวไปยังฐานราก ซึ่งเป็นวิธีการที่เก่าแก่มาก การใช้ผนังรับแรงสามารถสร้างเป็นอาคารหลายชั้นได้ โดยผนังบนชั้นบนสุดของอาคารจะหนา 1 หรือ 2 ชั้นของอิฐบล็อก และชั้นที่อยู่ต่ำกว่าก็จะมีความหนาของอิฐก่อเพิ่มขึ้น 1 ชั้น ในแต่ละชั้นของอาคารลงมา การก่อสร้างแบบนี้จะถูกจำกัดด้วยเงื่อนไขในราคาค่าก่อสร้างซึ่งมักจะมีเพียง 2 หรือ3ชั้นเท่านั้น



รูปที่ 2.3.1 แสดงการก่อสร้างแบบ Bearing-wall Construction

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิศวกรส่วนมากจะไม่ค่อยมีความรู้เกี่ยวกับ Bearing-wall construction จึงทำให้ส่วนใหญ่จะสร้างอาคารเป็นโครงสร้างเหล็กหรือ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ในขณะที่ Bearing-wall Construction อาจจะถูกกว่าและดีกว่าก็ได้ โครงสร้างแบบ (Bearing-wall Construction) ไม่สามารถต้านทานแรงสั่นสะเทือนได้ และการติดตั้งจะยุ่งยากเมื่ออาคารสูงเกิน 1 ชั้นขึ้นไป

bearing plate มักจะนำมาใช้รองใต้ปลายคาน หรือโครงเหล็กเพื่อเพิ่มพื้นที่รับน้ำหนัก ทำให้ผนังอิฐสามารถรอบรับน้ำหนักได้ เพราะ อิฐก่อรับกำลังได้น้อย จากเหตุผลนี้ทำให้ปีกคานอาจจะเตรียมไว้ให้เพียงพอกับความสามารถแบกคานของอิฐก่อเพื่อไม่ต้องใช้ bearing plate

เมื่อปลายคานถูกจำกัดอยู่ในผนังอิฐก่อเท่านั้น จึงมีการยึดคานเหล่านั้นไว้ด้วยกัน เพื่อป้องกันคานจะเคลื่อนตัวตามแนวยาว และตกลงจากผนังซึ่งการยึดจะประกอบด้วยเส้นเหล็กรางผ่านตลอดส่วนเอวของคาน และยึดทำการติดกับคานแต่ละตัวข้อยึดดังกล่าว เรียกว่า goverment anchors

สำหรับอาคารพาณิชย์ขนาดเล็กและอาคารโรงงาน การออกแบบให้เป็นแบบ bearing-wall construction จะประหยัดกว่าเมื่อช่วงห่างของเสาไม่เกิน 35 หรือ 40 ฟุต ถ้าช่วงห่างของเสามากกว่านี้ ก็จำเป็นต้องเสริมความหนาของผนังและใช้ pilaster เพื่อทำให้ผนังมั่นคงขึ้น

2.3.1.2 Skeleton Construction

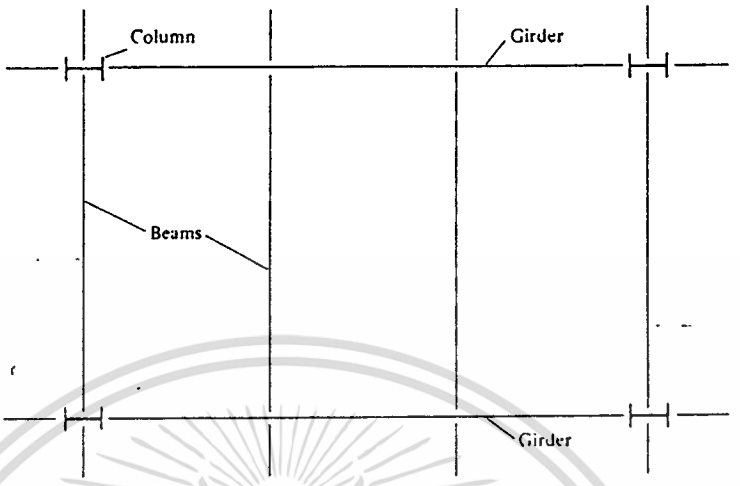
โครงสร้างแบบ Skeleton construction น้ำหนักจะถูกส่งผ่านไปยังฐานรากโดยโครงเหล็กคานและเสา พื้นอาคาร ผนังภายนอกและอื่น ๆ จะถูกรองรับไว้โดยโครงอาคารซึ่งโครงอาคารแบบนี้จะสามารถก่อสร้างอาคารได้สูงหลายชั้น การก่อสร้างแบบนี้อาจจะเรียกเป็นแบบ beam-and-column Construction ก็ได้

โครงอาคารแบบ beam-and-column construction จะประกอบด้วยเสาซึ่งมีช่วงห่าง 20, 25 หรือ 30 ฟุต มีส่วนของคานเล็ก (beam) และคานใหญ่ (girder) ต่อกับเสาในทั้งสองทิศทางในพื้นแต่ละชั้น การต่อโครงสร้างนี้ดูได้จากรูป 2.3.2

คานใหญ่ (girder) จะอยู่ในทิศทางที่มีช่วงระหว่างเสาที่ยาวกว่า ในขณะที่คานเล็ก (beam) จะต่อเป็นโครงสร้างระหว่างคานใหญ่ในทิศทางที่มีช่วงสั้นกว่า การก่อสร้างโครงสร้างนี้อาจจะเปลี่ยนแปลงไปตามประเภทของพื้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับโครงสร้างแบบ Skeleton ผนังจะถูกรองรับไว้โดยโครงเหล็กซึ่งก็หมายถึงการก่อสร้างแบบ nonbearing หรือ curtain wall โดยคานซึ่งรอบรับผนังด้านนอกเรียกว่า Spandrel beam

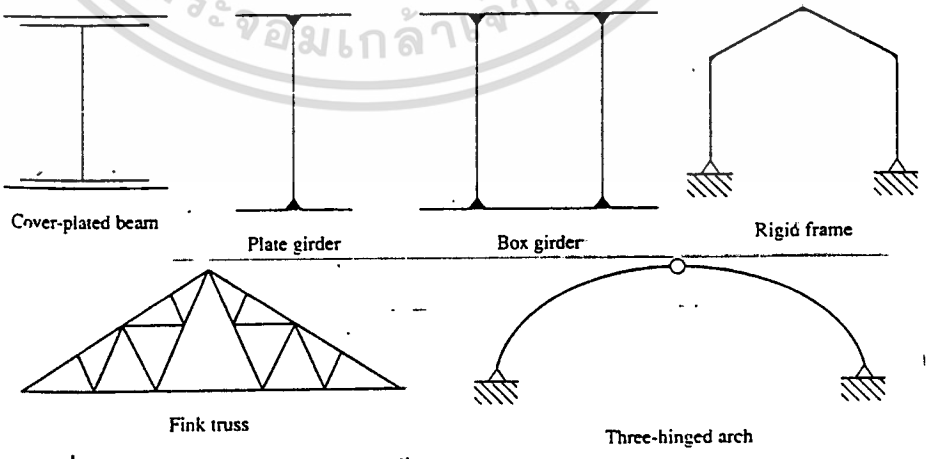


รูปที่ 2.3.2 แสดงโครงสร้างแบบ beam-and-column construction

2.3.1.3 Long-Span-steel Structures

เมื่อมีความจำเป็นต้องใช้ช่วงระหว่างเสาที่มีความกว้างมาก สำหรับพื้นที่ใช้สอย เช่น auditoriums, theaters, hanger หรือ hotel ballroom การใช้โครงสร้างแบบ skeleton construction อาจจะไม่เหมาะสมจึงได้มีการใช้ cover-plated beam, plate girder, box girders, large trusses, arches, rigid frames และอื่น ๆ แทนเมื่อเพิ่มช่วงระหว่างเสาและเมื่อความลึกแบบ cover-plated beam, plate girders หรือ box girders

ถูกจำกัดก็อาจจะใช้เป็นโครงข้อหมุนแกทนก็จะเหมาะสมกว่า สำหรับ ช่วงคานยาวมาก ๆ จะนิยมใช้arches และ rigid fames ซึ่งโครงสร้างต่าง ๆ เหล่านี้มักนิยมเรียกว่า long-span structure



รูปที่ 2.3.3 แสดงลักษณะโครงสร้างแบบ Long-span structures.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.1.4 Combination Steel and Concrete Framing

อาคารที่มีขนาดใหญ่ในปัจจุบันนี้มักจะสร้างขึ้นจากโครงสร้างร่วมระหว่างคอนกรีตเสริมเหล็ก และโครงสร้างเหล็ก

ถ้าเสาคอนกรีตเสริมเหล็กนำมาใช้ในอาคารที่มีความสูงมาก ๆ เสาดังกล่าวก็จะมีขนาดใหญ่มาก ในชั้นล่างจึงได้ใช้เสาเหล็กล้อมรอบด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเรียกว่า เสาเหล็กประกอบหรือเสาเหล็กร่วม

โครงสร้างอาคารที่เป็นโครงสร้างเหล็กมากมายที่สร้างขึ้น เช่น โรงงาน สะพาน ตึกสูง ฯลฯ ซึ่งจากอดีตที่ผ่านมา ความบกพร่องต่าง ๆ ของโครงสร้างและการก่อสร้างทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างเหล็กเป็นจำนวนมาก และได้สร้างความเสียหายแก่ชีวิตและทรัพย์สินซึ่งจากการวิบัตินี้

วิศวกรบางคนจะไม่สนใจกับการศึกษาสาเหตุของการวิบัติของอาคาร แม้ว่าจะมีการวิบัติเกิดขึ้นเป็นจำนวนมากแล้วก็ตาม ซึ่งบางทีการศึกษาถึงสาเหตุของการวิบัติที่เกิดขึ้นในอดีตจะมีความสำคัญมากกว่าการศึกษาความสำเร็จในอดีต ดังที่ Benjamin Franklin ได้ให้ข้อสังเกตว่า "คนที่ประสบความสำเร็จมักจะเรียนรู้จากความผิดพลาดในอดีตมากกว่าที่จะเรียนรู้จากความสำเร็จ"

หน้าที่ของผู้ออกแบบจะต้องทำคือ การเลือกชิ้นส่วนให้มีขนาดและกำลังเพียงพอกับโครงสร้างซึ่งการวิบัติของโครงสร้างมักจะเกิดขึ้นเนื่องจากความไม่เหมาะสมของรอยต่อการแอ่นตัวของโครงสร้าง และปัญหาในการติดตั้งซึ่งสิ่งเหล่านี้มักจะถูกละเลยจากผู้ออกแบบและผู้รับเหมา

การวิบัติของโครงสร้างบางครั้ง อาจเกิดขึ้นที่คานที่รองรับโดยกำแพงซึ่งไม่สามารถรับแรงหรือการยึดคานไม่เพียงพอ เช่น คานที่รองรับหลังคาแผ่นเรียบในคืนที่มีฝนตก เมื่อการระบายน้ำของหลังคาไม่เพียงพอกับปริมาณน้ำฝนบนหลังคา ทำให้น้ำฝนค้านบนหลังคาเป็นเหตุให้คานเกิดการโค้งงอลงตรงกลาง ซึ่งทำให้เป็นแอ่งน้ำและมีน้ำสะสมเพิ่มขึ้นเป็นเหตุให้คานโค้งลงมากขึ้น จากการแอ่นของคานนั้น ทำให้เกิดแรงผลักกระทำต่อกำแพงซึ่งทำให้กำแพงพังลง และทั้งโครงสร้างก็จะวิบัติ

จากรายงานมากมายเกี่ยวกับสาเหตุของการวิบัติของโครงสร้าง เราจึงได้แบบสาเหตุการวิบัติของโครงสร้างเหล็กออกเป็น 2 สาเหตุ คือ

1. การวิบัติอันเกิดจากการออกแบบ
2. การวิบัติอันเกิดจากการก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.2. การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกิดจากการออกแบบ

การออกแบบโครงสร้างเหล็กโดยมากมักจะคำนึงถึงปัจจัยดังต่อไปนี้

1.Safety

2.Cost

3.Practicability

ซึ่งเป็นการยากสำหรับผู้ออกแบบที่จะออกแบบให้ปัจจัยทั้ง 3 ข้อนี้สมดุลกันได้ดี ซึ่งพบอยู่เสมอว่าโครงสร้างที่มีความปลอดภัยสูงจะมีค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างสูงด้วย หรือโครงสร้างที่มีค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างน้อยก็จะมีปัญหาเกี่ยวกับความปลอดภัย ดังนั้นผู้ออกแบบจึงเป็นผู้กำหนดมาตรฐานแต่ละอย่างให้เพียงพอ หรือพอดีกัน

การออกแบบโดยทั่วไปแล้วผู้ออกแบบจะเป็นผู้ประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกของอาคา ซึ่งก็เป็นการยากสำหรับผู้ออกแบบที่จะประมาณน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างตลอดอายุใช้งาน ซึ่งถ้าการประมาณน้อยเกินไป ก็อาจจะทำให้เกิดการวิบัติแก่โครงสร้าง ถ้าเรากำหนดค่าน้ำหนักกระทำมากเกินไปก็มีผลต่อราคาค่าก่อสร้างและไร้ประโยชน์ แต่ก็ดีกว่าน้อยเสี่ยงกับการวิบัติ โดยน้ำหนักบรรทุกที่กระทำต่อโครงสร้างมีด้วยกัน 2 ประเภทคือ

1.dead load คือ น้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้าง ซึ่งจะประกอบด้วยน้ำหนักของ frame , wall , floor , roof และวัสดุตกแต่ง เป็นต้น

2.live load คือ น้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งก็มีน้ำหนักของเฟอร์นิเจอร์ ผู้ใช้อาคาร แรงลม น้ำฝน แรงจากแผ่นดินไหว และอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง เป็นต้น

การออกแบบถือว่าเป็นส่วนสำคัญและเป็นจุดเริ่มต้นในการก่อสร้างดังนั้นเมื่อมีความผิดพลาดในการออกแบบก็จะนำไปสู่การวิบัติของอาคาร ตั้งแต่ยังไม่ได้เริ่มก่อสร้างอาคารดังกล่าว ซึ่งการวิบัติที่เกิดขึ้นในหลาย ๆ แห่งเกิดจากการประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกผิด ซึ่งเป็นสิ่งที่ไม่น่าจะให้อภัยเลยสำหรับผู้ออกแบบและเมื่อประมาณน้ำหนักบรรทุกผิดแล้ว โครงสร้างที่ออกแบบก็จะไม่สามารถรับแรง ได้ตามที่ต้องการโดยโครงสร้างดังกล่าวอาจจะพังขณะทำการก่อสร้างหรือเมื่อโครงสร้างเสร็จสมบูรณ์ และเปิดใช้ไประยะหนึ่ง แล้วจึงเกิดการวิบัติขึ้น ซึ่งถ้าเป็นกรณีหลังนี้จะมีผลทำให้มีผู้เสียชีวิตและบาดเจ็บจำนวนมาก

การออกแบบที่ผิดพลาด อีกแบบหนึ่งที่เกิดขึ้นสำหรับการออกแบบโครงข้อหมุน คือ การออกแบบชิ้นส่วนโดยแต่ละชิ้นที่ต่อกันขาดการรวมศูนย์ของแรงที่จุดเดียวกัน ทำให้เกิดหน่วยแรงที่สูงมากตรงบริเวณข้อต่อดังกล่าวและถ้าเกินกว่าค่าหน่วยแรงที่ได้ออกแบบไว้ทำให้เกิดการวิบัติลงมา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

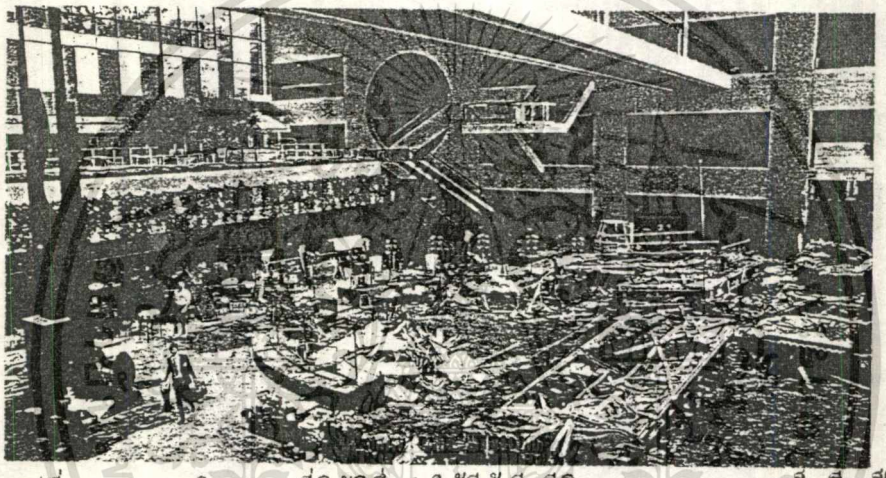
รอยต่อและการต่อก็เป็นอีกจุดหนึ่งที่ทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างได้โดยการออกแบบรอยต่อที่ไม่เหมาะสมหรือการออกแบบการต่อที่ผิดพลาดหรือความบกพร่องของรอยต่อ ซึ่งทำให้รอยต่อนั้นไม่สามารถรับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นและวิบัติในที่สุด

ลักษณะของการวิบัติของโครงสร้างเหล็กที่เกิดจากการออกแบบเกิดขึ้นเป็นจำนวนมาก ซึ่งจะศึกษารายละเอียดของการวิบัติได้จากตัวอย่างศึกษาดังต่อไปนี้

2.3.2.1 การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกินจากการออกแบบรอยต่อ

2.3.2.1.1 การวิบัติที่ Hyatt Regency Hotel

การวิบัติที่ร้ายแรงและทำให้มีผู้ถึงแก่ชีวิตเกิดขึ้นในวันที่ 17 กรกฎาคม 1981(รูปที่ 2.3.3)



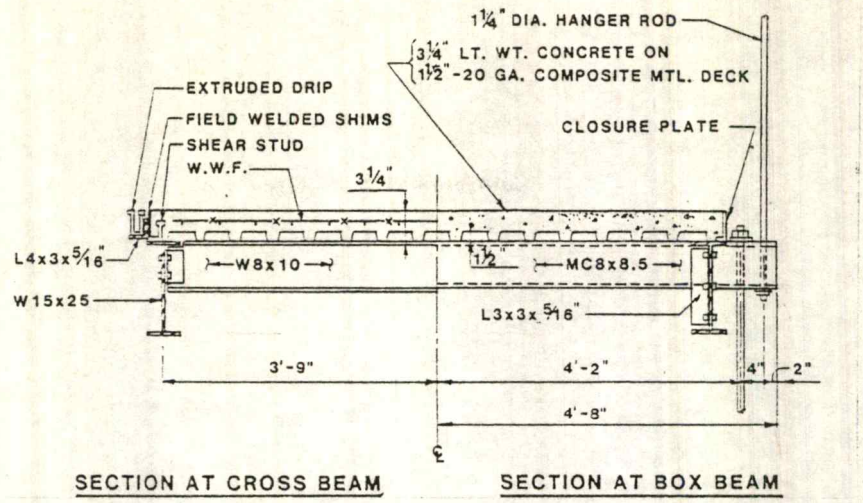
รูปที่ 2.3.3 การเดินแขวนที่วิบัติซึ่งทำให้มีผู้เสียชีวิต 113 คนและบาดเจ็บอีกเป็นจำนวนมาก

ทางเดินซึ่งเป็นโครงสร้างที่ยึดแขวนไว้ (รูปที่ 2.3.4) โดยมีที่แขวนเป็นท่อเหล็กกลม และคานเหล็กกล่องได้พังและตกลงที่บริเวณห้องรับแขกชั้น 1 ซึ่งทำให้มีผู้ถึงแก่ชีวิต 113 คน และบาดเจ็บอีกจำนวนมาก

ความเสียหายแก่ชีวิตจำนวนมากครั้งนี้มีสาเหตุจากการพังของโครงสร้างง่าย ๆ ซึ่งก็มีหลักฐานที่น่าเชื่อถือในทางวิชาการเกี่ยวกับอัตราส่วนปลอดภัยของโครงสร้างซึ่งน้อยเกินไปจนทำให้เกิดการวิบัติขึ้นและโดยทั่วไปแล้วพื้นที่ ที่มีความหนาแน่นมีผู้คนอยู่เป็นจำนวนมากก็ควรที่จะออกแบบโครงสร้างโดยใช้ค่า Safety factor สูงกว่าพื้นที่ ที่มีความหนาแน่นน้อย

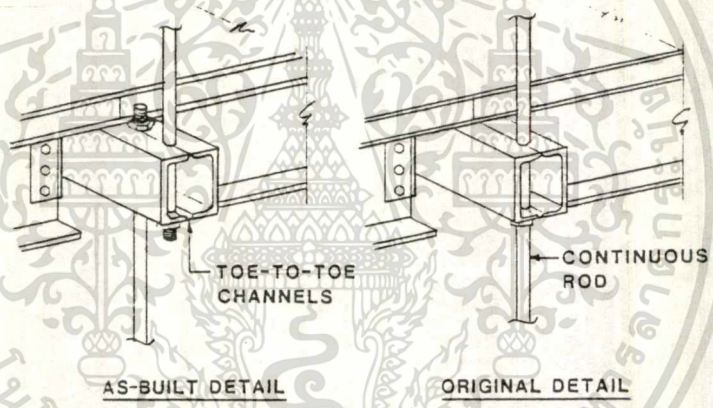
และการวิบัติครั้งนี้ทำให้เกิดความเข้าใจเกี่ยวกับปัญหาทางด้านผลกระทบจากการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ของอาคารซึ่งเป็นแบบเดียวกับที่ Hyatt Regency

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.4 ภาพตัดขวางคร่าว ๆ ของทางเดินแขวน

ในความจริงแล้วในรายละเอียดของ Original design detail และ as-built detail รูปที่ 2.3.5 ต้องสามารถรองรับน้ำหนักน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) และน้ำหนักบรรทุกจร (live load) ได้อย่างปลอดภัยแต่จากการตรวจดูด้วยตาเปล่าแล้วรายละเอียดทั้งสองเห็นได้ชัดว่าไม่เหมาะสมและทำลายข้อบังคับพื้นฐานของการปฏิบัติงานทางวิศวกรรมที่ดี คือ จุดดังกล่าวไม่สามารถถ่ายแรงไปยังปีกคาน หรือหน้าตัดเหล็กราง (channel) โดยไม่มีแผ่นเหล็กเสริม หรือ Stiffeners



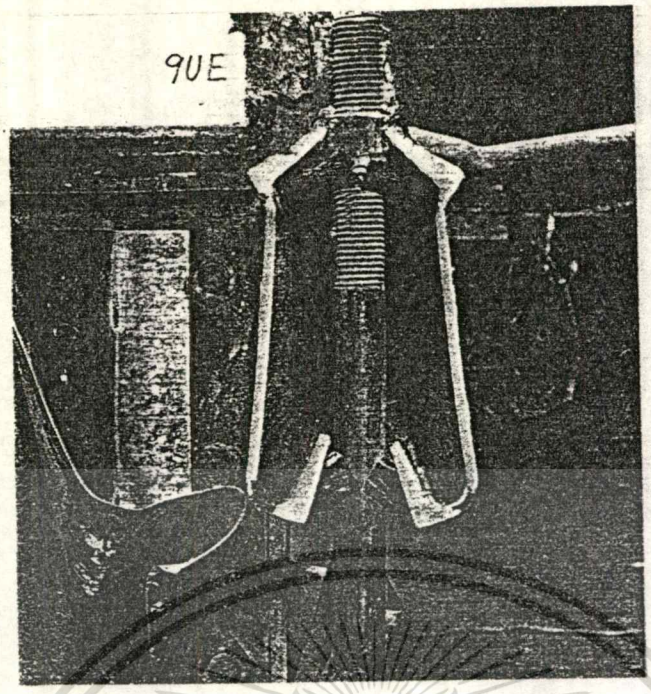
COMPARISON OF INTERRUPTED AND CONTINUOUS HANGER ROD DETAILS

รูปที่ 2.3.5 แสดงถึงจุดที่ไม่สามารถรองรับน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจรของทั้ง original design detail และ as-built detail ซึ่งแบบทั้งสองแบบนั้นเมื่อตรวจดูอย่างคร่าว ๆ ก็สามารถรู้ได้ว่าไม่สามารถจะรับน้ำหนักได้

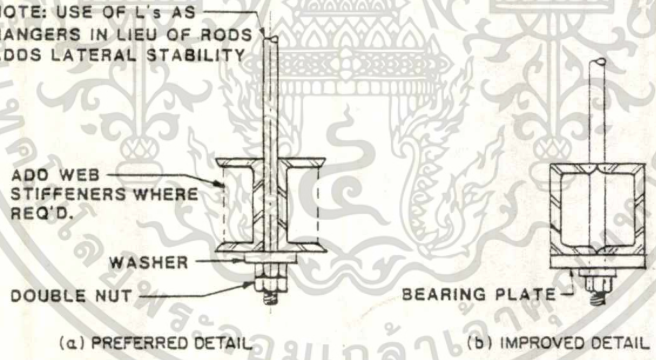
รูปที่ 2.3.6 เป็นภาพที่แสดงให้เห็นการพังในการประกอบท่อเหล็กกลมยึด ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 1/4 นิ้ว (32 มม.) รองรับทางเดินชั้นสองซึ่งท่อเหล็กกลมยึด (hanger rod) ด้านบนได้แบกรับน้ำหนักทางเดินทั้งสองชั้นมากเกินไปจึงทำให้พังและดึงหลุดขึ้นไปโดยปีกของเหล็กรางที่ยังอยู่ในสภาพบิดงออยู่ใช้เป็นหลักฐานได้เป็นอย่างดี

ในรูปที่ 2.3.7 เป็นตัวอย่างที่ดีในการแขวนยึดโครงสร้างโดยใช้เหล็กราง และแสดงการเสริมแผ่นเหล็กประกับในการออกแบบเป็นคานเหล็กกล่อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.6 บริเวณพื้นทางเดินชั้น 4 ท่อเหล็ก (Hanger-rod) และคานเหล็กกล่องหรือเหล็กรางซึ่งแสดงให้เห็นถึงสาเหตุของการวิบัติ ส่วนของท่อเหล็ก (hanger-rod) ที่รับทางเดินชั้นล่าง ๆ ยังคงอยู่ในตำแหน่งเดิมและท่อเหล็กด้านบนได้ดึงหลุดผ่านขึ้นด้านบน.



รูปที่ 2.3.7 (a) แสดงการยึดแขวนโดยใช้ด้านหลังของเหล็กรางชนกัน
(b) แสดงการใช้แผ่นเหล็กเสริมเมื่อใช้ด้านปลายของเหล็กรางชนกัน

การป้องกัน

1. ควรมีการตรวจสอบแบบขยายของส่วนที่สำคัญ ๆ ของโครงสร้างก่อนการก่อสร้างจะเริ่มขึ้นเพื่อเป็นการรับรองว่ารายละเอียดส่วนนั้นถูกต้องตามหลักการทางวิศวกรรม สามารถรับน้ำหนักได้เมื่อก่อสร้างเสร็จแล้ว

2. ในการออกแบบโครงสร้างแขวนควรจะออกแบบให้มีโครงสร้างอื่น ๆ ช่วยรับน้ำหนักกระทำด้วยเพื่อไม่ให้การวิบัติขยายตัวออกไปมาก หรือเมื่อส่วนของโครงสร้างแขวนเกิดการวิบัติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

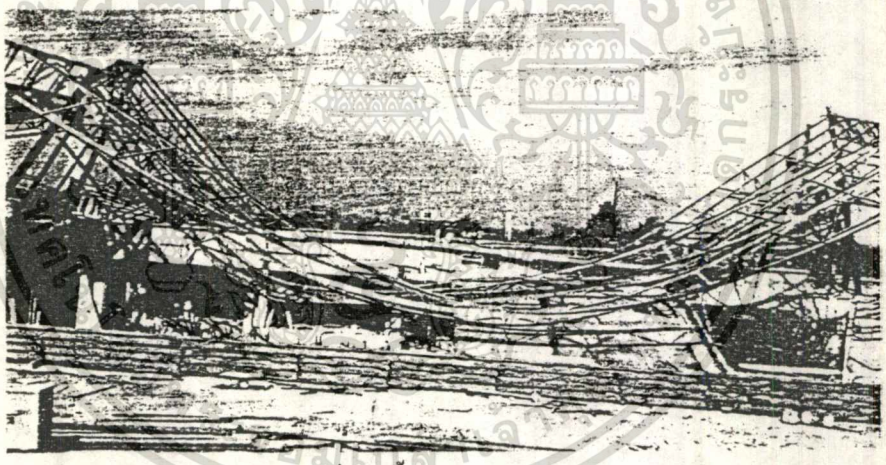
โครงสร้างอื่น ๆ ที่ช่วยรองรับน้ำหนักกระทำก็อาจจะสามารถรับน้ำหนักแทนโครงสร้างแขวนทำให้ไม่เกิดการวิบัติลงมาและสามารถแก้ไขปรับปรุง หรือเปลี่ยนแปลงโครงสร้างส่วนนั้นได้

3. เมื่อมีการแก้ไขแบบควรจะมีการปรึกษาผู้ออกแบบถึงความเป็นไปได้ของส่วนโครงสร้างที่เปลี่ยนแปลงนั้นจะปลอดภัย และผลกระทบต่อโครงสร้างข้างเคียง

4. การตรวจงานที่เข้มงวดมีความจำเป็นอย่างยิ่งในการประกอบและติดตั้งโครงสร้างเหล็ก ผู้ตรวจงานควรมีความรู้ความชำนาญด้านโครงสร้างเหล็กโดยเฉพาะ หรือตรวจสอบรายละเอียดของโครงสร้างก่อการก่อสร้างถ้ามีจุดที่คิดว่าไม่ปลอดภัยควรจะขอคำปรึกษาจากผู้ออกแบบโดยตรง และไม่ควรแก้ไขโดยขาดความเข้าใจในโครงสร้างส่วนนั้นอย่างแท้จริง

2.3.2.1.2 การวิบัติของ Midwestern University basketball arena

การพังของโครงหลังคาของสนามกีฬาในเดือน กุมภาพันธ์ 1969 ซึ่งเป็นตัวอย่างการพังของโครงหลังคาช่วงยาว (long-span roof) การพังเกิดขึ้นขณะทำการก่อสร้าง (รูป 2.3.8) โดยไม่มีผู้ใดเสียชีวิต

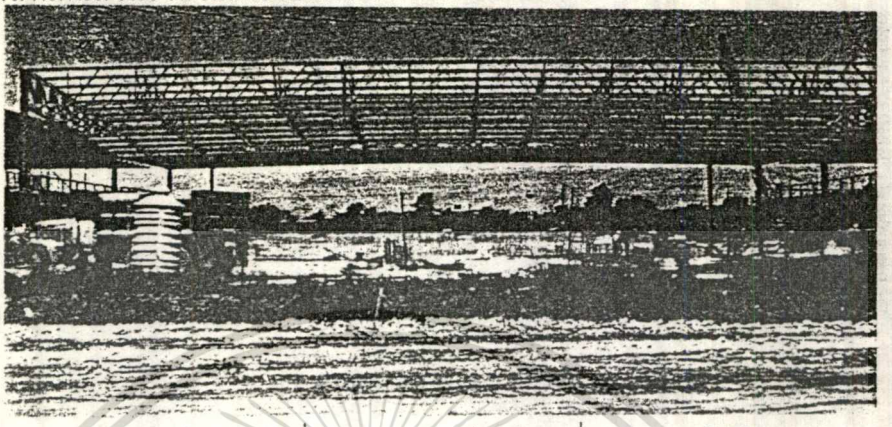


รูปที่ 2.3.8 แสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างของ University basketball arena ซึ่งเป็นตัวอย่างการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ long-span roof.

โครงของโครงสร้างนี้ประกอบด้วยโครงตงดัก (joists) รองพื้นหลังคาห่างกัน 8 ฟุต (2.4 ม.) จากศูนย์กลางของตงกับโครงข้อหมุน (truss) ซึ่งยาว 180 ฟุต (55 ม.) ตงถักถูกรองรับที่ปลายทั้งสองข้างด้วย โครงข้อหมุน (Ttuss) ซึ่งต่อกับเสาเหล็ก รูปที่ 2.3.9 แสดงสนามกีฬาก่อนการพัง

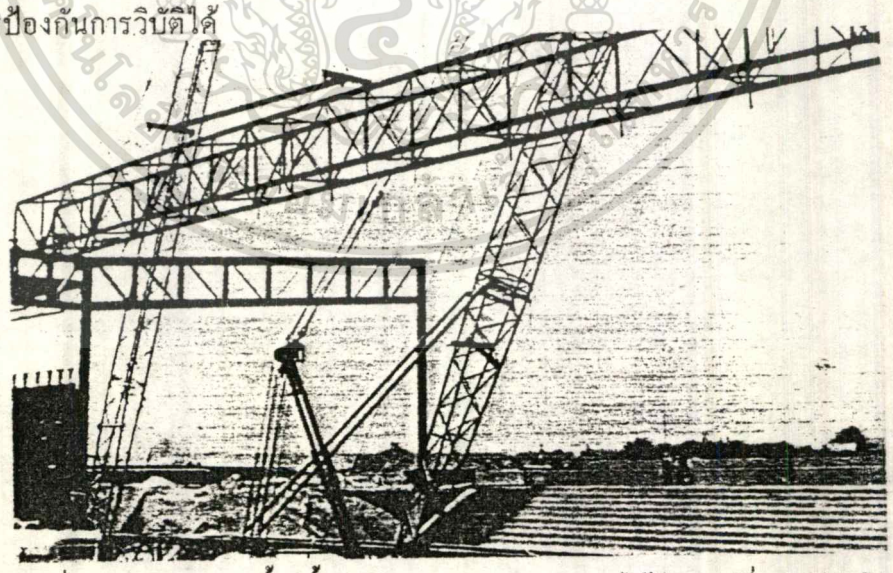
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ได้มีการสรุปสาเหตุของการพังที่แตกต่างกันออกไป เช่น เกิดจากการบิดงอทางข้าง การกระแทกของอุปกรณ์ในการติดตั้งขณะติดตั้ง การขาดการค้ำยันทางข้างที่เพียงพอ อย่างไรก็ตามเหตุผลต่าง ๆ เหล่านี้ก็มีส่วนรวมในการวิบัติด้วยกันทั้งนั้น



รูปที่ 2.3.9 สนามกีฬาก่อนที่จะเกิดการวิบัติ

โดยทั่วไปแล้วพื้นฐานในการออกแบบโครงสร้างแล้วได้คำนึงถึงความเหมาะสม และความต้องการใช้ตัวอาคารโดยไม่เปลี่ยนการใช้ประโยชน์หลักของอาคาร โครงสร้างที่ทำการออกแบบเรียบร้อย และมีความแน่นอนที่จะนำมาก่อสร้างใหม่แทนที่ของเดิมได้มีการแนะนำวิธีการติดตั้งใหม่สำหรับ คานเหล็กช่วงยาว (long-span joists) คือใช้การประกอบย่อย ๆ ประกอบด้วยตงหลังคา 2 ตัว และชิ้นส่วนที่ใช้ในการค้ำยันทางข้างโดยการสร้างก่อนที่พื้นแล้วค่อยยกขึ้นติดตั้งยังตำแหน่งเป็นชุด ๆ ไป รูปที่ 2.3.10 การทำแบบนี้เพียงพอที่จะทำให้เกิดความมั่นคงทางข้างและต้านแรงบิดที่เกิดขึ้น ซึ่งเป็นการป้องกันการวิบัติได้

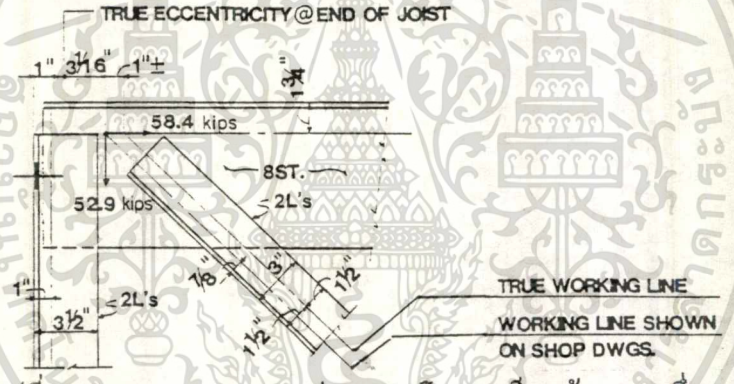


รูปที่ 2.3.10 การติดตั้งครั้งใหม่ของ long-span joist ได้มีการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างและทำการต่อค้ำยันโครงเหล็ก 2 อัน เข้าด้วยกันที่พื้นแล้วยกขึ้นติดตั้งเป็นคู่ ๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาเหตุของการวิบัติ

สาเหตุใหญ่ของการวิบัติ คือ การสร้างที่ไม่ถูกต้อง และรายละเอียดของตงที่ผิดจากการศึกษารายละเอียดการรับแรงที่จุดตัดระหว่างตงและโครงข้อหมุน (truss) ที่รองรับ ซึ่งเป็นผลให้เกิดการเยื้องศูนย์ ประมาณ 10-12 นิ้ว (254-305 มม.) ตั้งแต่คอร์ดบนที่ปลายของตงซึ่งเยื้องศูนย์ไป 4-5 นิ้ว (102-127 มม.) จากสาเหตุนี้เองทำให้มีหน่วยแรงสูงเกินที่คอร์ดบนของตงและที่ส่วนปลายซึ่งมากกว่าระดับหน่วยแรงที่กำหนด ดังนั้น หน่วยแรงของคอร์ดบนของโครงข้อหมุน (truss) จึงเท่ากับหรือมากกว่าหน่วยแรงประลัยของวัสดุที่ใช้ทำ การขาดการเสริม torsional stiftness ของ Jack trusses (supporting trusses) นั้นไม่สามารถทำให้เหมาะสมกับการหมุนของ long-span joists ที่เกิดขึ้นที่จุดรองรับ การเชื่อมต่อนี้มีความแข็งแกร่งเพียงพอที่จะถ่ายหน่วยแรงจากการหมุนจากตงไปยัง Jack trusses ในขณะที่การเยื้องศูนย์ของชิ้นส่วนทะแยงไปยังด้านหน้าของตงจะประมาณ 4 นิ้ว (102 mm.) รูปที่ 2.3.11 การเยื้องศูนย์จะทำให้เพิ่มแรงบิดโดยผลจากการเยื้องศูนย์ประมาณ 10 นิ้ว (254 มม.) จากเส้นที่รองรับจริง หรือ centerline of the supporting truss เป็นผลให้เกิดการพังของโครงหลังคาดังกล่าว



รูปที่ 2.3.11 แบบขยายของปลายคานโครงเหล็ก (ด้านบน) ซึ่งแสดงให้เห็นการเชื่อมต่อที่มีการเยื้องศูนย์

การป้องกัน

1. ควรมีการตรวจแบบอย่างละเอียดตรงบริเวณที่ end-bearing ของ long-span trusses เพื่อไม่ให้เกิดการเยื้องศูนย์ที่มีค่ามาก เนื่องจากจะทำให้เพิ่มหน่วยแรงบริเวณดังกล่าวจนเกินกว่าค่าที่ออกแบบไว้และวิบัติลงมาในที่สุด

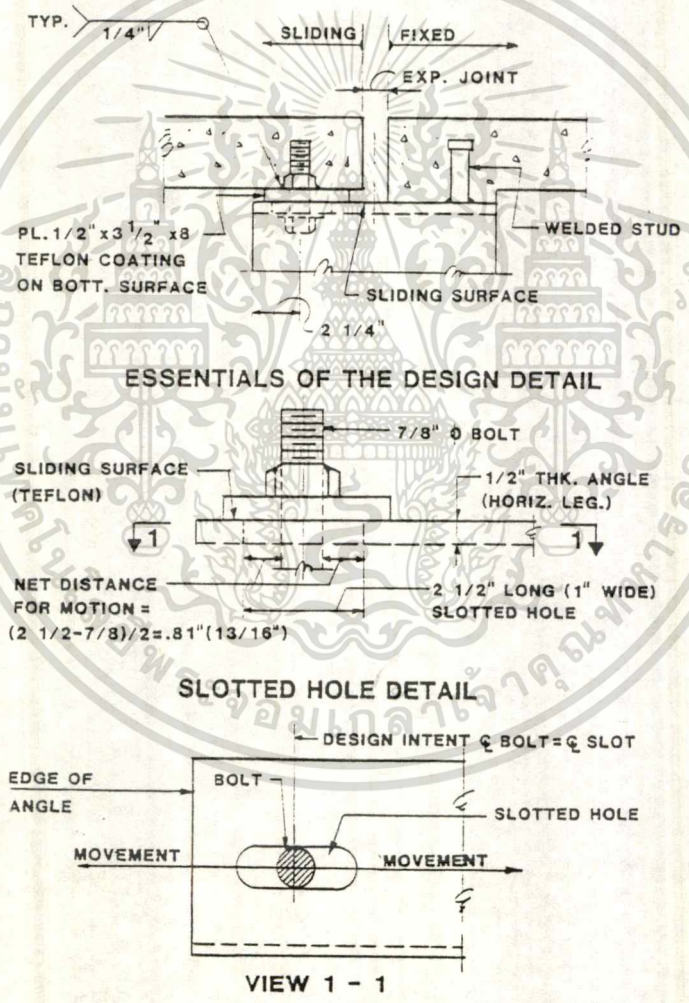
2. เมื่อการออกแบบไม่สามารถที่จะหลีกเลี่ยงการเยื้องศูนย์ของการประกอบชิ้นส่วนได้ ก็ควรมีการออกแบบเพิ่มแผ่นเหล็กประกับและส่วนโครงเหล็กอื่น ๆ ต้านทานต่อหน่วยแรงที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการเยื้องศูนย์ดังกล่าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.2.1.3 การวิบัติของ New York City stadium

สนามกีฬารูปเกือกม้ามีหลังคาและหัศจรรย์เป็นชั้น ๆ ที่ New York อายุ 50 ปี ที่ได้รับการปรับปรุงใหม่ในปี 1972 expansion joint ใหญ่ 2 จุด ของสนามกีฬาได้ถูกปรับปรุงให้ดีขึ้น และสร้างขึ้นใหม่ expansion joint ทั้งสองใช้การต่อแบบ slotted holes เพื่อการเคลื่อนตัวของหัศจรรย์แต่ละส่วนเป็นอิสระจากกัน (รูปที่ 2.3.12)

ในปี 1981 เมื่อการต่อได้พบรอยร้าวในพื้นคอนกรีตใกล้ ๆ กับจุดเชื่อมต่อเพื่อการขยายตัวแบบ slotted Holes (รูปที่ 2.4.13 และ 2.4.14) ทำให้คาดเดาว่า expansion joint นี้ไม่สามารถป้องกันการเคลื่อนตัวแต่ละส่วนได้ เหตุการณ์เตือนเกี่ยวกับความมั่นคงของโครงสร้างได้เกิดขึ้นกับหัศจรรย์ส่วนหนึ่ง ซึ่งได้ทรุดลงทำให้ฝ้าแขวนด้านบนได้ตกลงกระแทกกับที่นั่งด้านล่างแต่ก็ไม่มีผู้ได้รับบาดเจ็บ

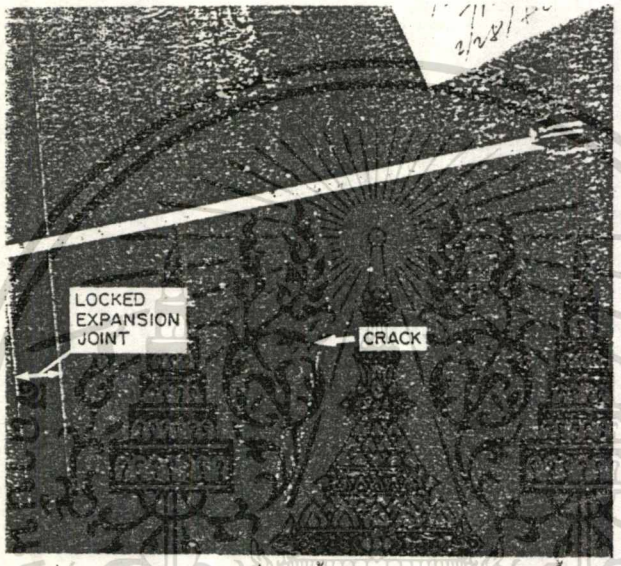


รูปที่ 2.3.12 แบบขยายของรอยต่อเพื่อการขยายตัวของ New York stadium ซึ่งการเคลื่อนตัวถูกจำกัดไว้เพียง 13/16 นิ้ว ซึ่งน้อยเกินไป

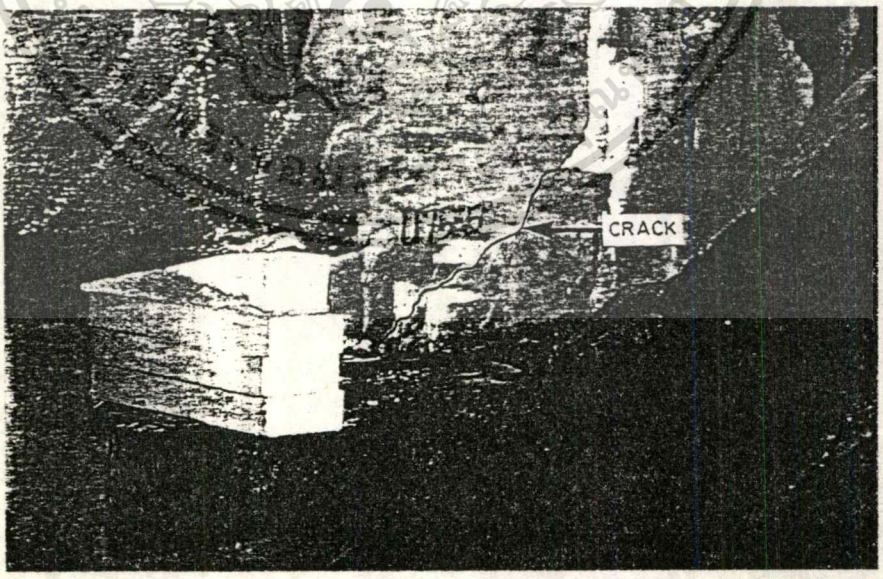
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค้ำยันชั่วคราว และแผงป้องกันได้ถูกติดตั้งในทันทีตามกำหนดและได้รีบเร่งในการค้นหาสาเหตุ การค้นหาได้ใช้การวิเคราะห์โมเดลโดยคอมพิวเตอร์ และการวัดค่าหน่วยแรงในโครงสร้างเหล็กโดยใช้ electrical strain gauges (รูปที่ 2.3.15) เพื่อประมาณค่าการเคลื่อนที่ (รูปที่ 2.3.16) และได้ทำการทดสอบความแข็งแรงของโลหะ

จากข้อมูลที่รวบรวมมาทำให้พบสาเหตุว่า expansion joint ได้เกิดยึดแน่นและไม่ช่วยในการลดความแตกต่างของการเคลื่อนตัวแต่ละส่วนของสนามเลย โดยจะเห็นจากรอยร้าวที่เกิดขึ้นใกล้ ๆ กับจุดต่อ (รูปที่ 2.3.13) ซึ่งความจริงแล้วต้องเกิดขึ้นที่รอยต่อ และจากการเคลื่อนตัวเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง



รูปที่ 2.3.13 รอยต้าวที่เกิดขึ้นใกล้ ๆ กับรอยต่อชี้ให้เห็นว่ารอยต่อดังกล่าวได้ยึดแน่น



รูปที่ 2.3.14 การยึดแน่นของ expansion joint ทำให้เกิดรอยร้าวในแผ่นพื้นคอนกรีต

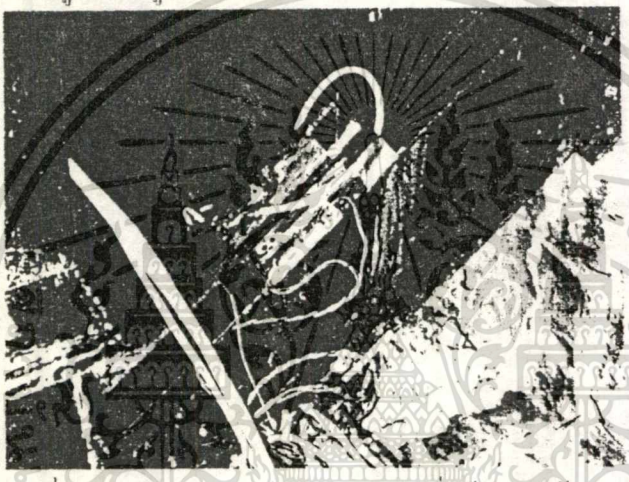
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การแก้ไข

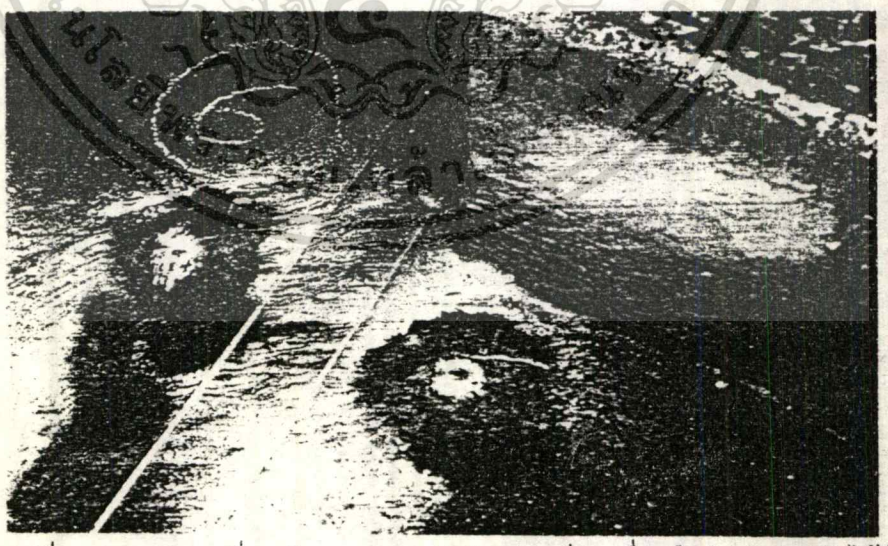
จากสาเหตุดังกล่าวได้ทำการแก้ไขและเปลี่ยนการสร้างใหม่โดยการใส่แผ่นบาง ๆ สอดไปเพื่อให้เกิดอิสระในการเคลื่อนตัวและเหมาะกับอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงเป็นการหลีกเลี่ยงหน่วยแรงที่เกิดขึ้น ซึ่งเป็นสาเหตุของการร้าวและความเสียหาย (รูปที่ 2.3.17)

การป้องกัน

1. การออกแบบ expansion joints เป็นแบบ slotted holes ควรจะให้ช่วง slot สัมพันธ์กับทิศทางการเคลื่อนตัวของโครงสร้างรวมทั้งการใช้สลักเกลียวยึด slotted holes ดังกล่าวควรมีการป้องกันไม่ให้มีการยึดแน่นอันเป็นเหตุให้ expansion joints ไม่สามารถป้องกันการเคลื่อนตัวที่แตกต่างกันได้ โดยสามารถดูได้จากรูปที่ 2.3.18



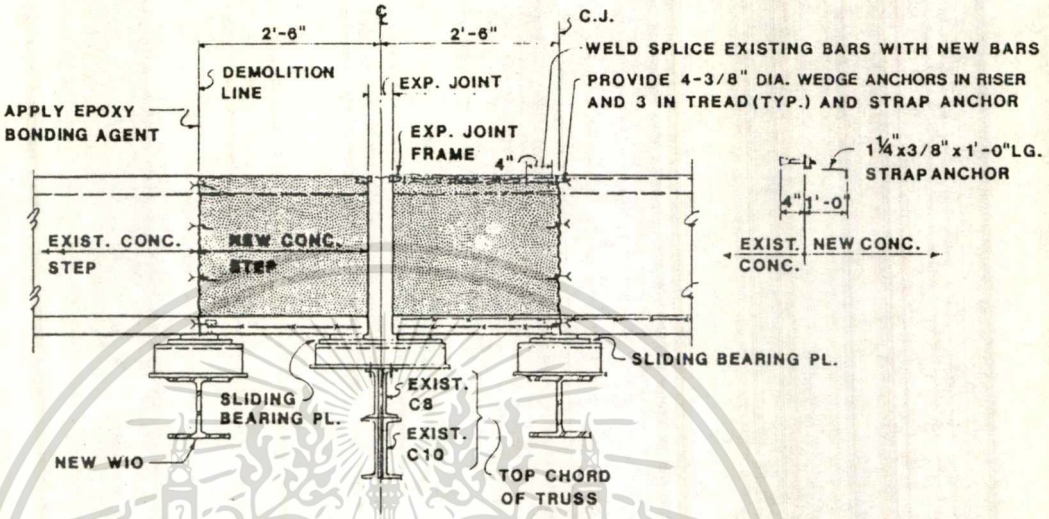
รูปที่ 2.3.15 Electrical strain gauges ที่ใช้ในการค้นหาสาเหตุของรอยร้าว



รูปที่ 2.3.16 การเคลื่อนตัวของ gauges ดังกล่าวเป็นเครื่องยืนยันว่ารอยต่อได้ยึดแน่น วิธีการซ่อมแซมได้แสดงให้เห็นดังในรูปที่ 2.3.17

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

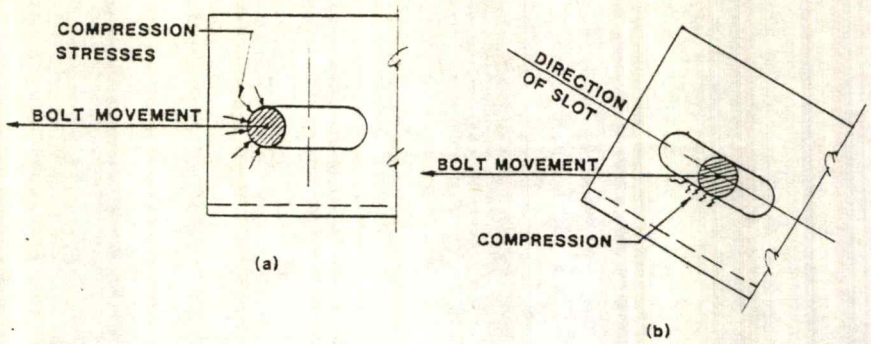
2. สำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ที่สัมผัสกับอากาศโดยตรง เช่น สนามกีฬากลางแจ้งควรจัดให้มี expansion joint ทุกๆระยะโดยไม่ควรเกินกว่า 100 ฟุต (30.48 เมตร) เพราะโครงสร้างดังกล่าวจะมีอัตราการเปลี่ยนแปลงตามอุณหภูมิของอากาศค่อนข้างสูง



รูปที่ 2.3.17 การสร้าง expansion joints ใหม่ได้ใช้ sliding plates เพื่อให้เกิดการเคลื่อนตัวอย่างอิสระ เนื่องมีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิและหลีกเลี่ยงหน่วยแรงดันที่เป็นสาเหตุให้เกิดรอยร้าวและการเสียหายของโครงสร้าง

รูปที่ 2.3.18 แสดงให้เห็นถึงการยึดแน่นของรอยต่อที่ใช้สลักเกลียวโดยการเคลื่อนตัวเกิดขึ้นจนสุดช่อง slot เป็นเหตุให้ expansion joints ใช้ไม่ได้ผล

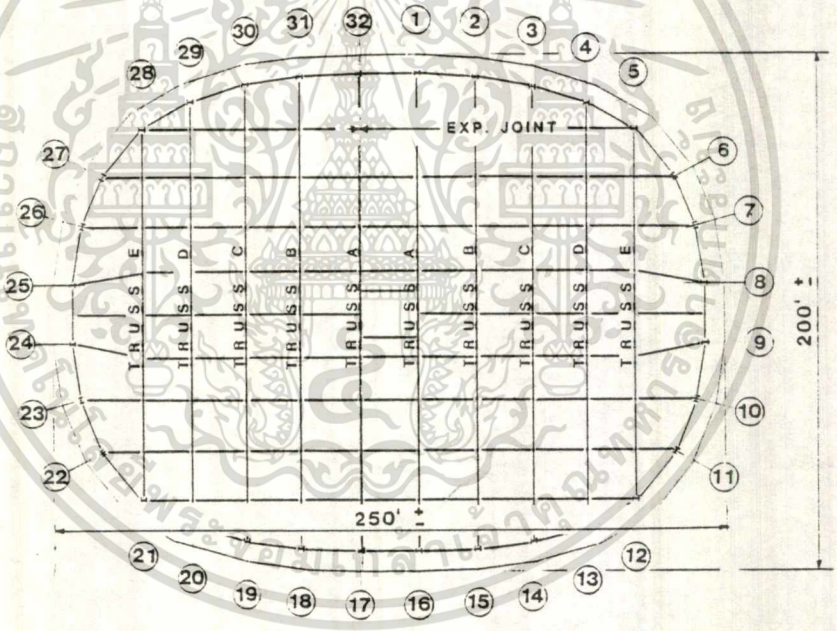
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.19 แสดง expansion joint ที่ใช้ Slotted holes ซึ่งช่อง Slot มีความยาวไม่พอกับการเคลื่อนตัวของโครงสร้างดังรูป (a) และช่อง slot กับการเคลื่อนตัวของโครงสร้างไม่สัมพันธ์กัน ดังรูป (b)

2.3.2.1.4 การวิบัติที่ Nassau Cloiseum

Nassau Coliseum เป็นโครงสร้างแบบ long-span structure (รูป 2.3.20) ซึ่งมีปัญหาที่เห็นได้ชัด 2 ปัญหา ก่อนที่โครงสร้างจะเสร็จสมบูรณ์



รูปที่ 2.3.20 แบบของ long-span roof ที่ Nassau Coliseum ซึ่งโครงสร้างได้มีปัญหา 2 อย่างกิดขึ้นก่อนที่จะสร้างเสร็จ

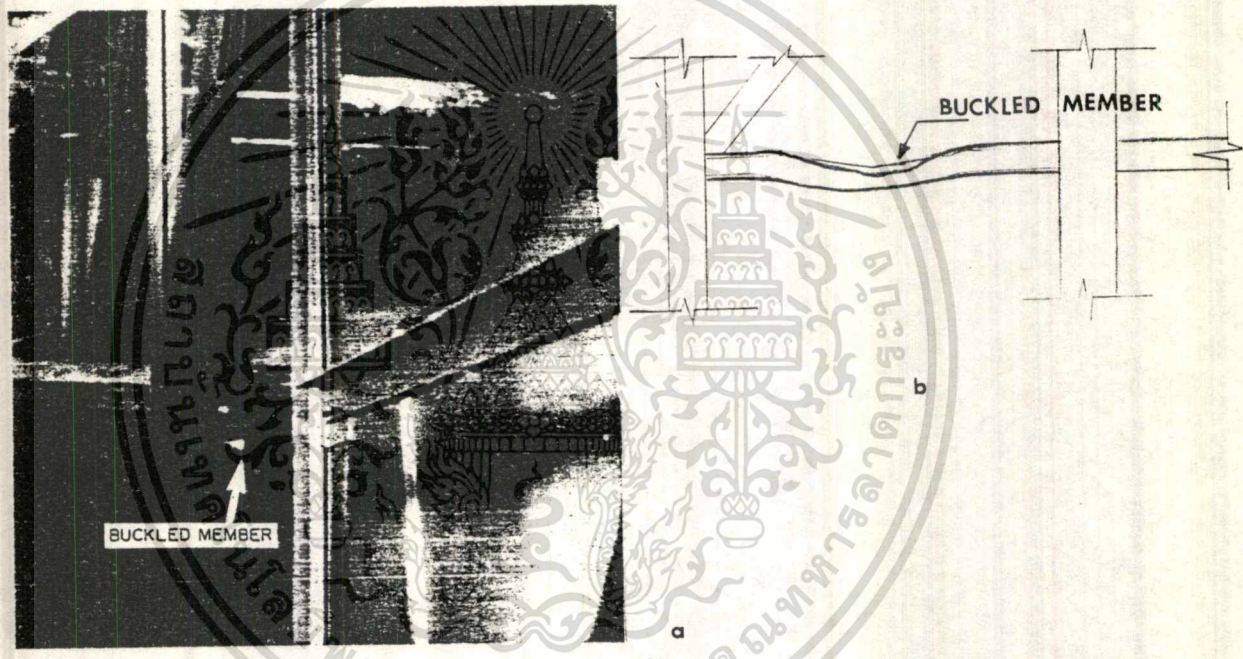
ปัญหาแรกเกี่ยวกับ thermal expansion ซึ่งใช้ทำงานไม่ได้เพราะ ใน Singles expansion joint ที่เตรียมไว้เคลื่อนที่ไม่ได้ ส่วนปัญหาที่สองคือ ความไม่สมบูรณ์ของหลังคาที่ใช้รับน้ำหนักเครื่องจักรขนาดใหญ่ ซึ่งหลังคาช่วงดังกล่าวไม่ได้ออกแบบสำหรับรับน้ำหนักเอาไว้ และก็ไม่ได้แสดงไว้ในแบบโครงสร้างเลย จึงทำให้โครงสร้างดังกล่าวพังลงโดยชิ้นส่วนที่รับแรงอัดบริเวณดังกล่าวได้โก่งงอดังแสดงไว้ในรูป 2.3.21

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Single expansion joint จุดหนึ่งได้ออกแบบและก่อสร้างโดยใช้ slotted-hole ซึ่งมีความยาว 2 1/2 - 3 นิ้ว (63.5-76.2 mm.) slotted holes ดังกล่าวใช้สลักเกลียวยึดติดในร่อง ซึ่งเมื่อทำให้แน่นเต็มที่ จุดต่อดังกล่าวก็จะไม่ทำงาน

การแก้ไข

เนื่องจากสนามแห่งนี้มีแผนที่จะเปิดในเวลาอันสั้นนี้ จึงได้ทำการแก้ไขโดยการสั่นจุดต่อดังกล่าวให้สามารถเคลื่อนที่ไปมาได้ และได้เปลี่ยนสลักเกลียวตัวเดิมออก แล้วแทนด้วยสลักเกลียวตัวใหม่ที่มีระยะเพียงพอสำหรับการเคลื่อนตัวในแต่ละทางของร่องนั้น และชิ้นส่วนที่โก่งงอก็ได้รับการเปลี่ยนใหม่โดยเสริมเหล็กให้สามารถรับน้ำหนักของเครื่องจักรดังกล่าวได้



รูปที่ 2.3.21 (a) ส่วนของโครงเหล็กที่เกิดการโก่งงอของ Nassau Coliseum (b)ลักษณะของการ buckling

การป้องกัน

1. การออกแบบโครงสร้างเหล็กผู้ออกแบบควรศึกษาการใช้ประโยชน์ของโครงสร้าง วัตถุประสงค์ของโครงสร้างรวมทั้งศึกษาการติดตั้งเครื่องมือและอุปกรณ์ต่าง ๆ ในโครงสร้างท่อนที่จะทำการออกแบบ เนื่องจากเงื่อนไขของค่าใช้จ่ายจึงจำเป็นต้องใช้ชิ้นส่วนที่เป็นเหล็กให้น้อยที่สุดเท่าที่จะทำได้ ดังนั้นการจะออกแบบให้ทุกส่วนของโครงสร้างรับแรงได้เท่ากันหมดจึงเป็นการสิ้นเปลือง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผู้ออกแบบจึงต้องศึกษาว่าส่วนของโครงสร้างส่วนใดที่รับแรงมาก และออกแบบให้สามารถรับแรงดังกล่าวได้

2. การออกแบบ expansion joint ควรมีการศึกษาลักษณะของรอยต่อที่เหมาะสมกับโครงสร้างและจากปัญหาที่พบควรหลีกเลี่ยงการใช้ slotted holes เพราะเกิดการยึดแน่นของ slot กับสลักเกลียวได้ง่าย และเป็นสาเหตุของการวิบัติจำนวนมากได้

2.3.2.2 การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกิดจากการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้าง

2.3.2.2.1 การวิบัติของ IRS warehouse

หลังคาแบบที่เรียกว่า dead level ซึ่งมีน้ำหนักเบาและมีช่วง (span) ที่ยาวกว่าหลังคาแบบอื่น ๆ ได้พังลงมาโดยสาเหตุของการวิบัติเนื่องจากน้ำที่ค้างอยู่บนหลังคา ซึ่งการเก็บสะสมของน้ำฝนเนื่องจากการแอ่นของหลังคาพื้นเรียบ และจากโครงเหล็กทำให้มีปัญหาการระบายน้ำโดยรางน้ำที่บริเวณตำแหน่งของเสา การระบายน้ำดังกล่าวไม่มีประสิทธิภาพที่จะระบายได้ดี เพราะบริเวณดังกล่าวกลายเป็นจุดที่สูงของหลังคาพื้นเรียบไป เนื่องจากการแอ่นตัวของหลังคาส่วนอื่น

หลังคาพื้นที่ประมาณ 12,000 ตารางฟุต (115 ม) มีขนาดหน้าตัด 425*500 ฟุต (129*162 ม.) การพังของโครงสร้างดังกล่าว (รูป 2.3.22) เกิดขึ้นขณะมีพายุฝนการพังดังกล่าวทำให้ดึงรอยต่อ (expansion joint) ที่ปลายคานหลุดออก

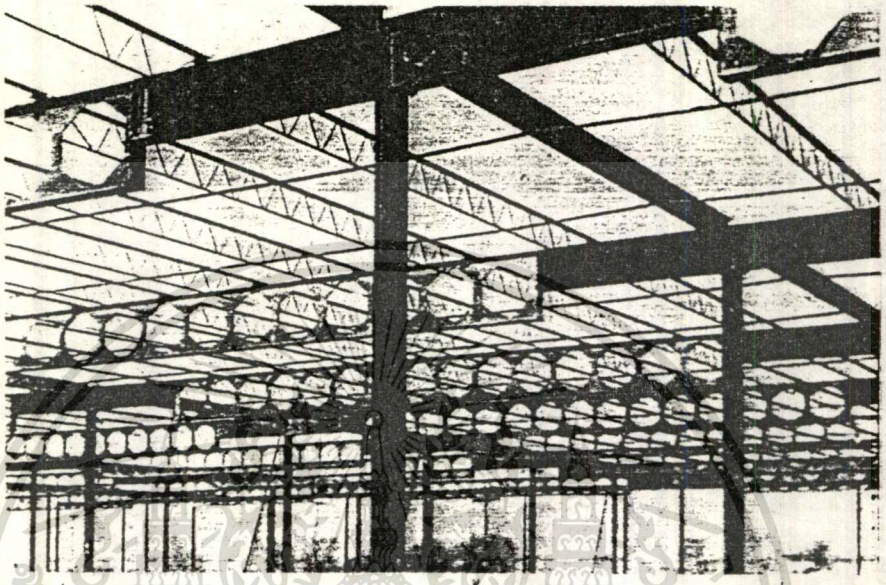
รูปที่ 2.3.22 แสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นใกล้ ๆ กับ expansion joint พื้นที่หลังคาประมาณ 12,000 ตารางฟุตได้พังลงมาระหว่างที่มีพายุฝนซึ่งเป็นเหตุให้เกิดการสะสมของน้ำบนหลังคา

โครงสร้างนี้เป็นโครงสร้างน้ำหนักเบา โดยมีน้ำหนักเฉลี่ย 15 lb/ft (718 Pa) ประกอบด้วยตงแบบ open-wed steel วางบนคานเหล็กประกอบ (รูปที่ 2.3.23)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาเหตุของการวิบัติ

หลังจากการตรวจสอบพบว่าโครงสร้างดังกล่าวได้โก่งงอมากและการออกแบบหลังคาก็ไม่เป็นไปตาม AISC ponding requirements รวมทั้งคานเหล็กประกอบก็มีแผ่นเอวที่ไม่แข็งแรงทำให้เกิดการยู่หรือโก่งงอ (รูปที่ 2.324)



รูปที่ 2.3.23 โครงสร้างหลังคาเบา น้ำหนักประมาณ 15 lb/ft ซึ่งประกอบด้วย open-web steel joint วางบน castellated steel girders

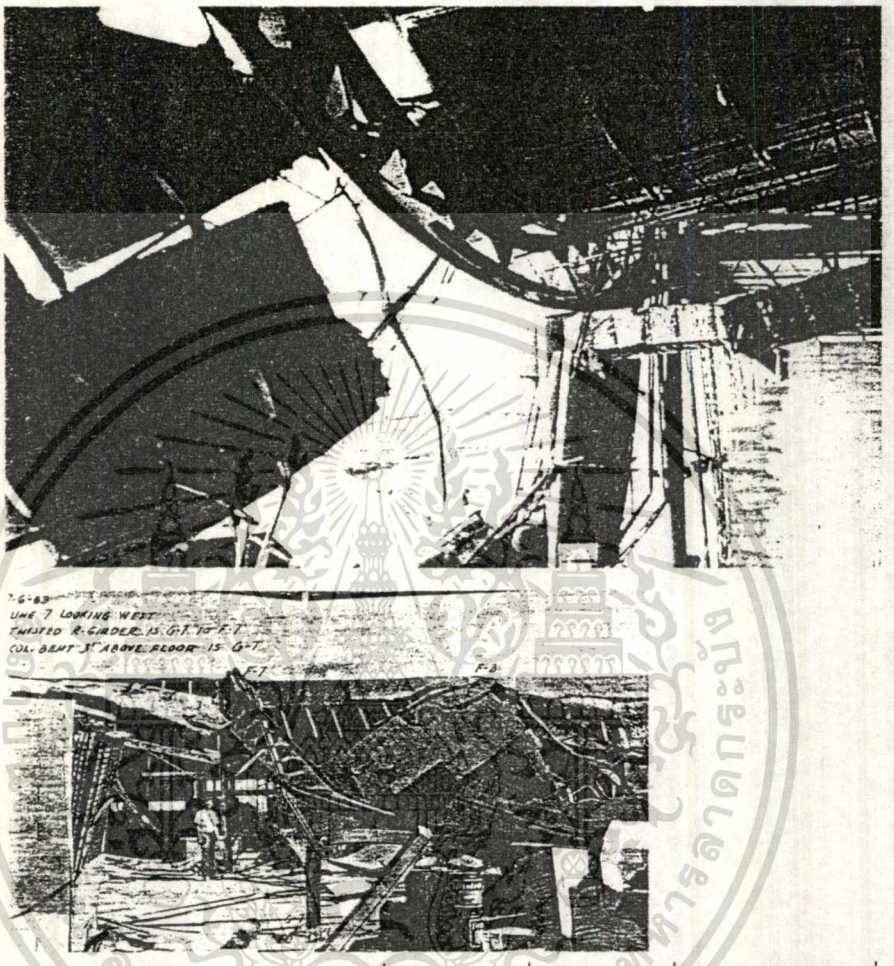
ดังนั้น ระดับน้ำบนหลังคาที่สูงถึง 10 นิ้ว (254 มม.) ก็เพียงพอที่จะทำให้โครงสร้างหลังคาพังลงมาได้ ซึ่งการสร้างโครงหลังคาเหล็กนี้ไม่ได้รวมผลกระทบจาก ponding effects และเมื่อรวมผลกระทบดังกล่าวเข้าไปด้วยแล้ว ระดับน้ำดังกล่าวก็คงจะน้อยกว่า 10 นิ้ว ก็ทำให้โครงสร้างพังได้

การป้องกัน

1. การออกแบบโครงสร้างเหล็กโดยเฉพาะโครงหลังคาพื้นราบ ไม่ควรที่จะออกแบบให้โครงสร้างสามารถเอนตัวได้มากเกินไป เพราะจะทำให้เกิดการสะสมของน้ำฝนบนหลังคาเพิ่มขึ้นและก็ยิ่งทำให้เอนตัวมากจนถึงจุดที่ทำให้เกิดการวิบัติ ซึ่งผู้ออกแบบควรจะตระหนักถึงหัวข้อเหล่านี้ รวมถึงการออกแบบให้มีการระบายน้ำที่มีประสิทธิภาพ สามารถระบายน้ำได้ทันกับปริมาณน้ำฝนสูงสุดเพื่อไม่ให้เกิดการสะสมเพิ่มของน้ำบนหลังคา การวางตำแหน่งของรางระบายน้ำก็เป็นตัวกำหนดประสิทธิภาพของการระบายน้ำด้วย ซึ่งถ้าวางระบายน้ำอยู่ในตำแหน่งสูงสุดของแผ่นพื้นหลังคาแล้วก็ไม่มีประโยชน์ในการระบายน้ำเลย ถึงแม้ว่าในการออกแบบจะกำหนดให้อยู่ต่ำกว่าส่วนอื่น ๆ ที่จะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เกิดขึ้นเมื่อโครงสร้างเสร็จสมบูรณ์ เช่น การจัดวางตำแหน่งของรางไว้บริเวณหัวเสา เมื่อช่วงวางพาดของแผ่นพื้นหลังคาแอนตัวลงก็จะทำให้ตำแหน่งหัวเสามีความสูงที่สุดจึงไม่สามารถระบายน้ำได้



รูป 2.3.24 Castellated girders ซึ่งมีส่วนเอวที่ไม่แข็งแรงซึ่งทำให้เกิดการยู่ที่แผ่นเอวและเกิดการโก่งงอของคาน

2. ในระบบหลังคา การออกแบบต้องคำนึงถึงการแอนตัวของโครงหลังคาให้เป็นไปตามข้อกำหนด AISC ซึ่งกำหนดว่า

$Cp+0.9Cs \leq 0.25$ และ $Id \geq 255^4/10^6$ โดย

$Cp = \frac{32LsLp^4}{10^7Ip}$ $\quad Cs = \frac{325Ls^4}{10^7Is}$

เมื่อ Lp = column spacing in direction of girder, ft (lenght of primary mimbers)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Ls = column spacing perpendicular to direction of girder, ft (lenght of secondary member)

S = spacing of secondary members, ft

Ip = moment of inertia of primary members, in^4

Is = moment of inertia of secondary members, in^4

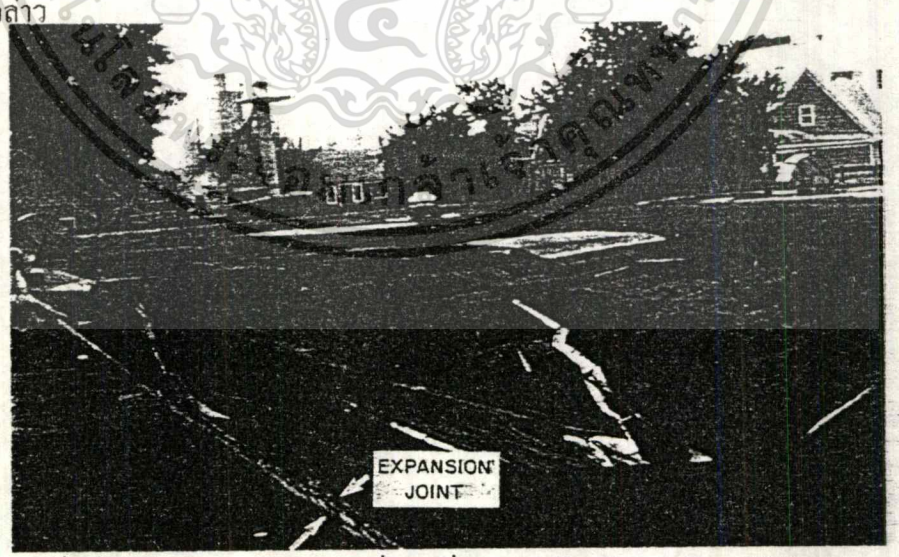
Id = moment of inertia of the steel deck supported on secondary members in^4/ft.

3. ในการออกแบบที่ดีแล้ว ควรออกแบบให้แผ่นพื้นหลังคามีค่า slope ด้วยยิ่งมี solpe มาก การระบายน้ำก็ทำได้เร็ว ช่วยลดน้ำหนักของน้ำจากการสะสมของน้ำฝนบนหลังคา

2.3.2.2.2 การวิบัติของ Warehouse

การพังของหลังคามีสาเหตุมาจากการสะสมของน้ำฝนบนหลังคา เหตุการณ์นี้เกิดขึ้นในวันที่ 3 กรกฎาคม 1984 หลังคาพื้นที่เรียบที่สร้างขึ้นแบบ light-gauge steel beam โดยการออกแบบได้ออกแบบผิดกับข้อกำหนด AISC code จึงทำให้ระบบการระบายน้ำบนหลังคาไม่เพียงพอ

หลังคาได้บุบพังลงมาในบริเวณใกล้ ๆ กับ expansion joint ซึ่งเป็นจุดเชื่อมที่ไม่แข็งแรง เนื่องมาจากคานหลังคาเกิดการเอนตัว ภายใต้การสะสมเพิ่มของน้ำฝนบนหลังคาการค้ำยันด้านข้างที่บริเวณ expansion joint ไม่สามารถต้านทางไว้อยู่ จึงทำให้ คานริม (edge beam) ได้โก่งออกจากจุดต่อ (รูปที่ 2.3.25, 2.3.26) ซึ่งเป็นข้อสังเกตุเบื้องต้นก่อนที่จะมีการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อสนับสนุนสาเหตุดังกล่าว



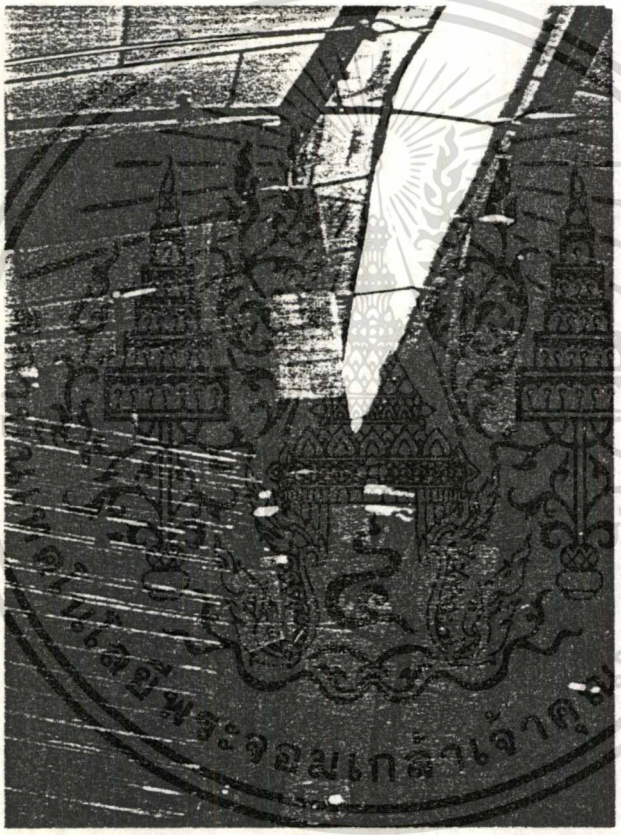
รูปที่ 2.3.25 หลังคาแผ่นเรียบที่วิบัติซึ่งโครงสร้างสามารถเอนตัวได้และการระบายน้ำทิ้งที่ไม่เพียงพอ ภาพการวิบัติของหลังคาซึ่งเกิดขึ้นถัดจาก expansion joint

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การป้องกัน

1. การออกแบบโครงสร้างเหล็กผู้ออกแบบควรตรวจสอบค่าต่างให้เป็นไปตาม AISC code ซึ่งถือว่าเป็นมาตราฐานในการออกแบบ การละเลยเพียงส่วนเล็ก ๆ ก็มีผลถึงการวิบัติของทั้งโครงสร้างได้

2.การระบายน้ำบนหลังคาต้องมีการคำนวณออกแบบให้ปริมาณการระบายน้ำเพียงพอกับปริมาณของน้ำฝนสูงสุด เพราะน้ำเป็นของเหลวที่มีน้ำหนักมาก การสะสมเพิ่มของน้ำบนหลังคาเป็นการเพิ่มน้ำหนักกระทำให้กับโครงสร้าง ถ้าน้ำหนักกระทำนั้นมากก็ทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างได้

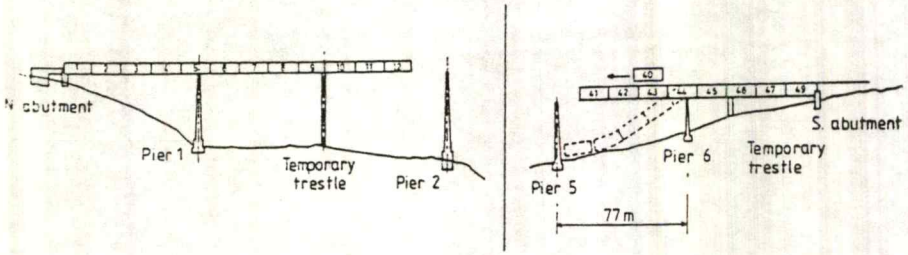


รูปที่ 2.3.26 คานรองรับหลังคาได้เอนตัวเนื่องจากการสะสมของน้ำฝนบนพื้นหลังคา บริเวณ expansion joint ทำให้การค้ำทางข้างไม่สามารถต้านทานได้จึงเกิดการโก่งงอของอกไก่ออกไปทางข้าง

2.3.2.2.3 การวิบัติของสะพาน Cleddau Bridge

การวิบัติที่เกิดขึ้นที่ใน Cleddau Bridge ใน Milford Haven (ซึ่งเป็นโครงสร้างที่เป็นการต่อเชื่อมคานกล่อง (boxgirder) ที่ออกแบบเป็น thin-plate Struture) ซึ่งมีสาเหตุจากกำลังรับน้ำหนักของผนังคานกล่อง

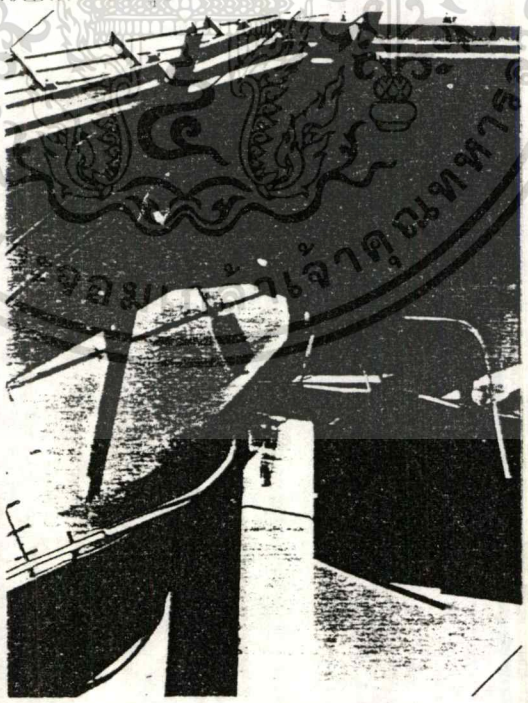
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.27 แสดงการวิบัติของสะพาน Cleddau Bridge

สะพานได้วิบัติระหว่างการติดตั้งช่วงคานยื่นในวันที่ 2 มิถุนายน 1970 ที่ได้มีการออกแบบเป็นคานเหล็กกล่องเชื่อมประกอบต่อเนื่องเกี่ยวโดยได้ก่อสร้างเป็นคานยื่น และช่วงคานแขวนสำหรับช่วงกลางสะพาน โดยมีความยาวแต่ละช่วงจากฝั่งทางใต้เป็น 77, 77, 77, 149, 213, 149 และ 77 เมตร ช่วงสะพานที่วิบัตินั้นเป็นช่วงที่สองมีความยาว 77 เมตร ต่อจากช่วงแรกทางฝั่งด้านใต้ ในการติดตั้งได้มีการทำที่รองรับสะพานชั่วคราวขึ้น และในขณะการติดตั้งชิ้นส่วนชิ้นสุดท้าย ช่วงสะพานดังกล่าวได้ทรุดตัวลงและวิบัติลงมาในที่สุดทำให้มีผู้เสียชีวิต 4 คน

ไม่มีการค้นหาและคลองถึงสาเหตุที่แท้จริงของการวิบัติครั้งนี้ แต่จากรายงานการตรวจสอบก็ทำให้ทราบถึงสาเหตุของการวิบัติครั้งนี้เกิดจากการ buckling ของส่วนรอบรับน้ำหนักที่บริเวณจุดเริ่มต้นของแขนยื่นที่ทำการติดตั้ง ตามรูปที่ 2.3.28



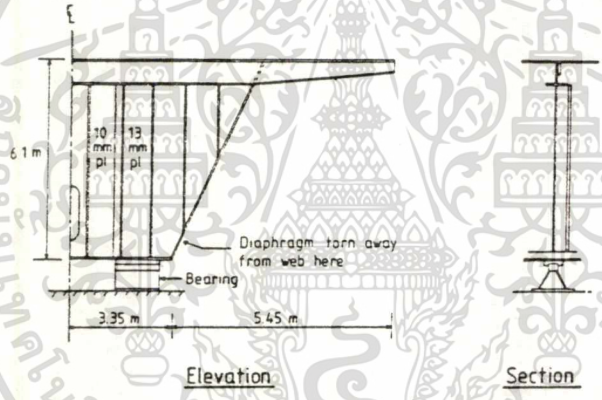
รูป 2.3.28 แสดงลักษณะการวิบัติของ Milford Haven

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ผนังกัน (diaphragm) ไว้ฉีกออกเป็นแนวจากส่วนเอว (webs) ตามการเอียงใกล้ด้านล่างของคานทำให้เกิดการ bluckling ของแผ่นเหล็กส่วนเอวและปีกล่างของคานประกอบ ซึ่งการโก่งงอของแผ่นเหล็กปีกคานนี้จะเพิ่มขึ้น เมื่อระยะห่างระหว่างปีกบนและปีกล่างลดลง ซึ่งจะทำให้เพิ่มแรงกระทำในปีกคานแต่ละส่วนเพื่อรองรับโมเมนต์ที่เกิดขึ้น และทำให้แขนยื่นมีความยาวลดลง

ที่รองรับคานประกอบนี้ จะรองรับน้ำหนักกระทำที่ถ่ายผ่านจากแผ่นเหล็กส่วนเอว ลงสู่ที่รองรับ ตามรูปที่ 2.3.29

ซึ่งจะทำให้รับโมเมนต์บิดที่เพิ่มขึ้น และแรงเฉือนตามแนวดิ่งได้มาก แผ่นเหล็กกั้นด้านข้างคานบริเวณมุมด้านล่างก็จะรับแรงกระทำดังกล่าวด้วยแรงเฉือนที่กระทำที่หน้าตัดคานและน้ำหนักกระทำเป็นจุดจากที่รองรับจะส่งผลกระทบต่อแผ่นเหล็กส่วนเอวที่วางบนแผ่นเหล็กเอียงของผนังกั้นด้านข้างของคานสะพานดังกล่าว ตามรูป ทำให้เพิ่มหน่วยแรงอัดกระทำในแนวราบ และแรงดัดจากการที่ที่รองรับเยื้องจากศูนย์กลาง



รูปที่ 2.3.29 Diaphragm บนตอม่อที่ 6 ของสะพาน Milford Haven Bridge

น้ำหนักรวมทั้งหมดที่ถ่ายผ่านผนังกั้นคานไปยังที่รองรับก่อนการวิบัติ ประมาณ 9700 KN ซึ่งเป็นค่าที่ทำให้เกิดการโก่งงอ และเกิดหน่วยแรงคงค้างในแผ่นเหล็ก การคำนวณออกแบบกำลังของแผ่นเหล็กซึ่งได้จากการจำลองแบบขึ้นมาภายหลัง พบว่าหน่วยแรงดังกล่าวน้อยไปและอาจจะน้อยกว่า 5000 KN ด้วยซ้ำ

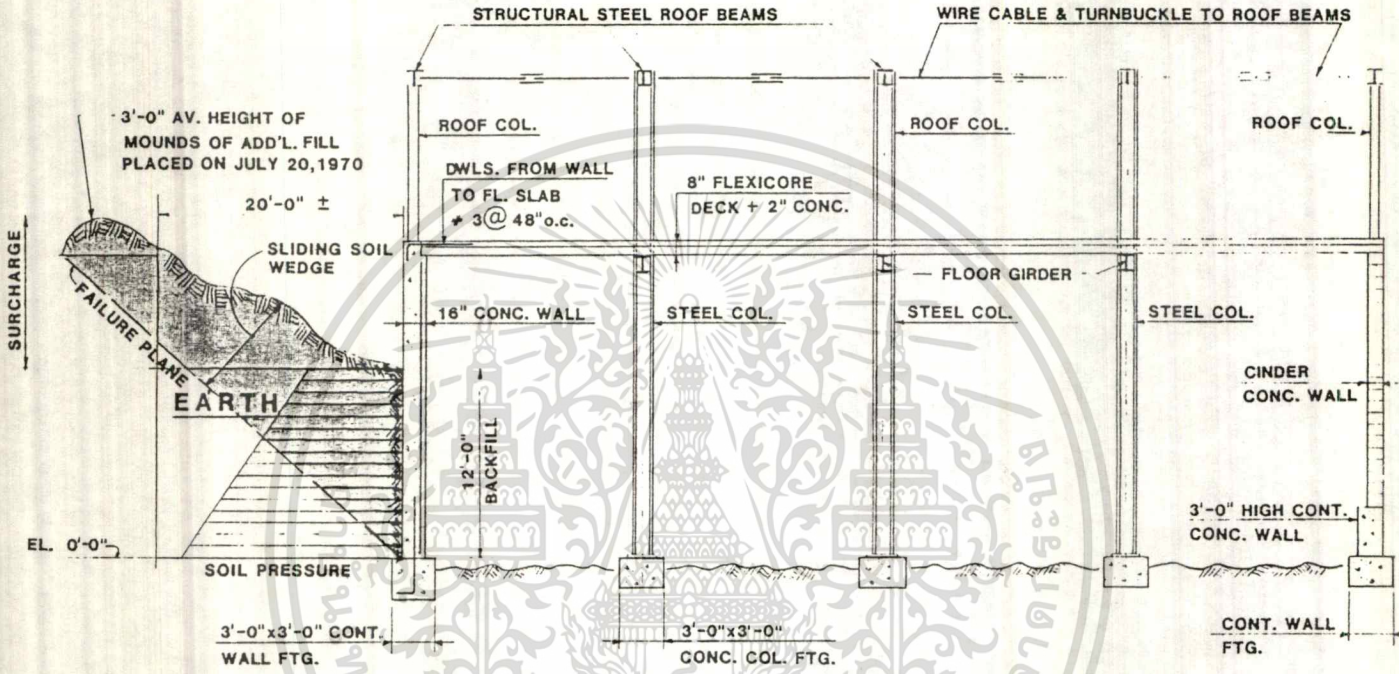
2.3.2.3 การวิบัติของโครงเหล็กอันเนื่องจากการออกแบบค้ำยันไม่เพียงพอ

2.3.2.3.1 การวิบัติของ Industrial park warehouse.

ในเดือน กรกฎาคม ปี 1970 อาคารสองชั้นอยู่ระหว่างการก่อสร้างได้พังลงมาโดยไม่มีสิ่งบอกเหตุเป็นการเตือนล่วงหน้าเลย โครงสร้างขนาดประมาณ 132*80 ฟุต (40*24 ม.) มี 6 ช่วง ๆ ละ 22 ฟุต (6.7 ม.) ทางด้านยาวและ 4 ช่วง ๆ ละ 20 ฟุต (6.1 ม.) ทานด้านสั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อาคารได้ออกแบบเป็นโครงสร้างโครงข้อแข็ง (Structural-steel frame) โดยมีพื้นสำเร็จรูปหนา 3 นิ้ว (203 มม.) และ topping 2 นิ้ว (51 มม.) ทางด้านตะวันออกของอาคารทำเป็นกำแพงกันดินด้านข้างสูง 20 ฟุต (6.1 ม.) กว้างประมาณ 3 ฟุต (0.91 ม.) ต่อเนื่องมาจากฐานราก (ดูรูปที่ 2.3.30)

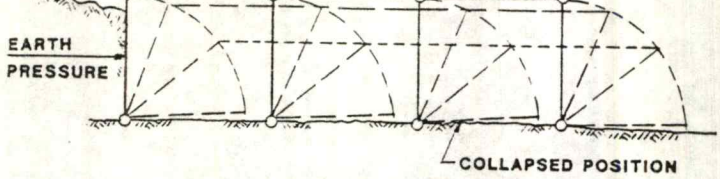


รูปที่ 2.3.30 ภาพติดตามขวางก่อนการวิบัติของโครงสร้างเหล็ก

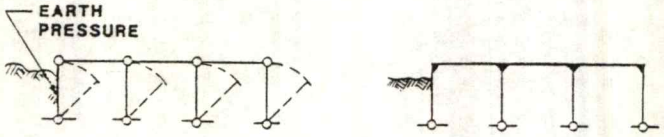
สาเหตุการวิบัติ

การวิบัติเกิดจากกำแพงกันดินด้านข้างสูง 20 ft (6.1 ม.) วางบนฐานที่กว้าง 3 ฟุต (0.91 ม.) ได้ล้มพับลงเนื่องจากไม่สามารถรับแรงกระทำจากดินที่กำแพงที่มีดินสูงเต็มความสูงของกำแพงและน้ำหนักของตัวมันเองได้ จึงได้มีการเสริมการรับแรงโดยได้ออกแบบเป็นโครงสร้างโครงข้อแข็ง (Structural-steel frame) ซึ่งก็ไม่แข็งแรงเพียงพอที่จะต้านทานแรงกระทำจากกำแพงได้ และหมุดจำนวน 3 ตัว ห่างกัน 48 นิ้ว (1.22 ม.) จากศูนย์กลางเพื่อทำให้จุดต่อระหว่างกำแพงด้านข้างและแผ่นพื้นแข็งแกร่งนั้นก็เป็นไปไม่ได้ที่จะสามารถป้องกันและต้านทานการหมุนของกำแพงดังกล่าวได้(รูปที่ 2.3.31)แสดงหน้าตัดขวางของแผนการทำให้เกิดความมั่นคงทางข้างของโครงสร้าง

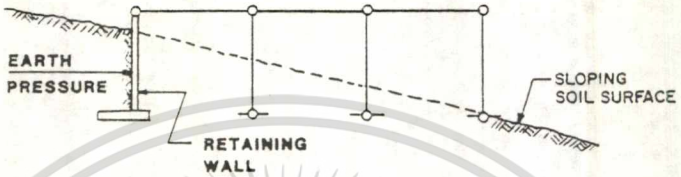
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(a)

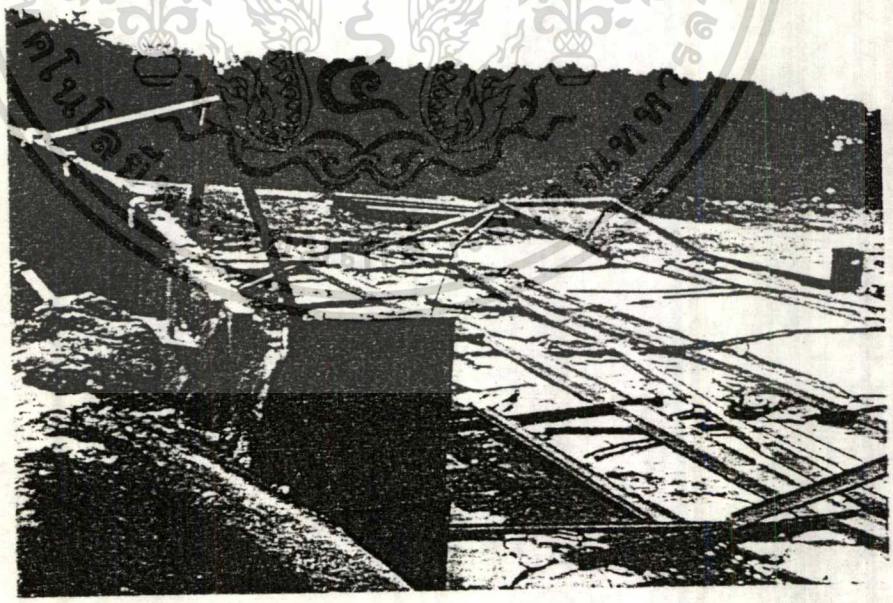


(b) (c)



(d)

รูปที่ 2.3.31 แสดงโครงสร้างอย่างง่าย (a) รูปแบบการวิบัติของอาคาร
(b) ความไม่มั่นคงของโครงสร้างแบบ hingod
(c) ความมั่นคงของโครงสร้างแบบ rigid
(d) ความมั่นคงโครงสร้าง retaining wall



รูปที่ 2.3.32 แสดงอาคารหลังจากพังลงซึ่งแสดงให้เห็นชัดเจนว่ามีการเคลื่อนที่ทางข้าง

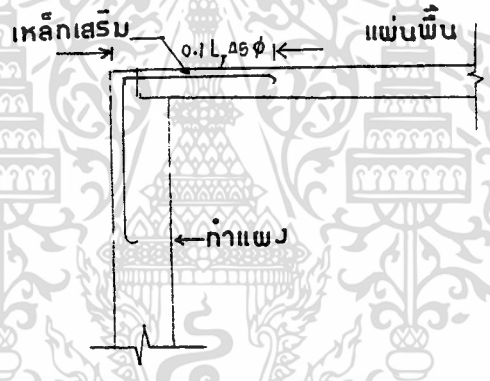
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การป้องกัน

1. เหตุการณ์ดังกล่าวจะไม่เกิดขึ้น ถ้าผู้ออกแบบไม่ละเลยที่จะคำนวณให้ retaining wall สามารถรับแรงดันเนื่องจากดินด้านข้างได้อย่างเพียงพอโดยไม่ต้องพึ่งความแข็งแกร่งของโครงสร้าง (moment connection) และจะเพิ่มความมั่นคงให้แก่โครงสร้างได้มาก ถ้ารวมความแข็งแกร่งของโครงสร้าง (moment connection) กับ retaining wall ซึ่งขึ้นอยู่กับวิศวกรจะเลือกใช้และนำไปพิจารณาใช้กับโครงสร้างอื่น ๆ ในอนาคต

2. ต้องมีการศึกษาคุณสมบัติของดินที่โครงสร้างลักษณะดังกล่าวจะถูกปลูกสร้างขึ้นเพื่อประมาณแรงกระทำจากดินที่มีต่อโครงสร้างเพื่อเป็นข้อมูลในการออกแบบของผู้ออกแบบ

3.การเสริมความแข็งแกร่งให้แก่รอยต่อพื้นและกำแพงสามารถทำได้โดยการเสริมเหล็กล้วงลึกเข้าไปในกำแพงให้มีระยะพอที่มีแรงยึดเหนี่ยวและระยะห่างมีพอดีกับการต้านทานและกระทำจากด้านข้างดังรูปที่ 2.3.33



รูปที่ 2.3.33 แสดงการเสริมเหล็กเพื่อเสริมความแข็งแกร่งแก่โครงสร้าง

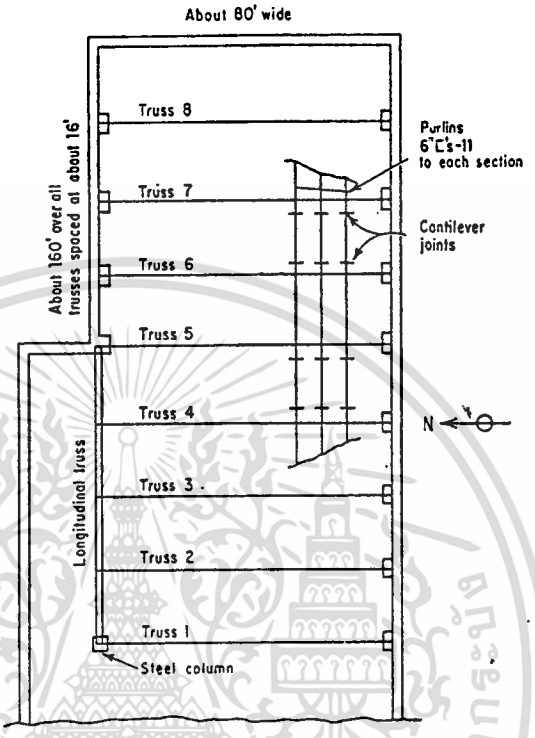
2.3.2.3.2 การวิบัติของ brooklyn theater

อาคาร brooklyn Theater ได้พังลงมาในวันที่ 29 พฤศจิกายน ปี 1921 ทำให้มีผู้เสียชีวิต 7 คน เหตุการณ์นี้ไม่น่าจะเกิดขึ้นถ้ามีการค้ำยันทางข้างที่ดี

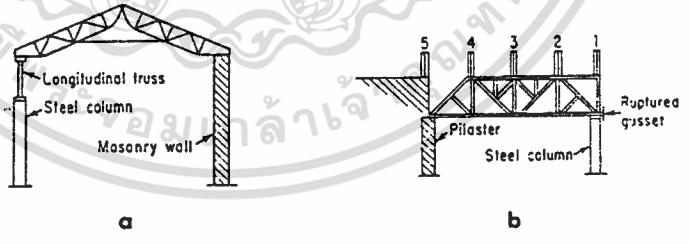
อาคารขนาดประมาณ 80*160 ฟุต ซึ่งสามารถจุที่นั่งได้ประมาณ 1,800 ที่นั่ง โครงข้อหมุนที่วางขวาง 1 ถึง 8 แสดงไว้ในรูปที่ 2.3.33 โครงดังกล่าวมีช่วงห่างประมาณ 16 ฟุต และที่ด้านบนของโครงข้อหมุนนี้ได้วางเหล็กรางขนาด 6 นิ้ว เป็นแป ซึ่งยื่นออกเลยโครงเหล็กมาประมาณ 20 นิ้ว และบนสุดก็เป็นหลังคา โครงเหล็ก 4 ตัวใน 8 ตัว ได้วางบนผนังก่ออิฐ และอีก 3 ตัว วางบน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงเหล็กตามยาว (longitudinal truss) (รูปที่ 2.3.34) โครงเหล็กอีก 1 ตัว วางบนเสาที่รองรับโครงเหล็กตามยาวไว้



รูปที่ 2.3.34 แบบอย่างคร่าว ๆ ของ brooklyn Theater ก่อนการวิบัติ

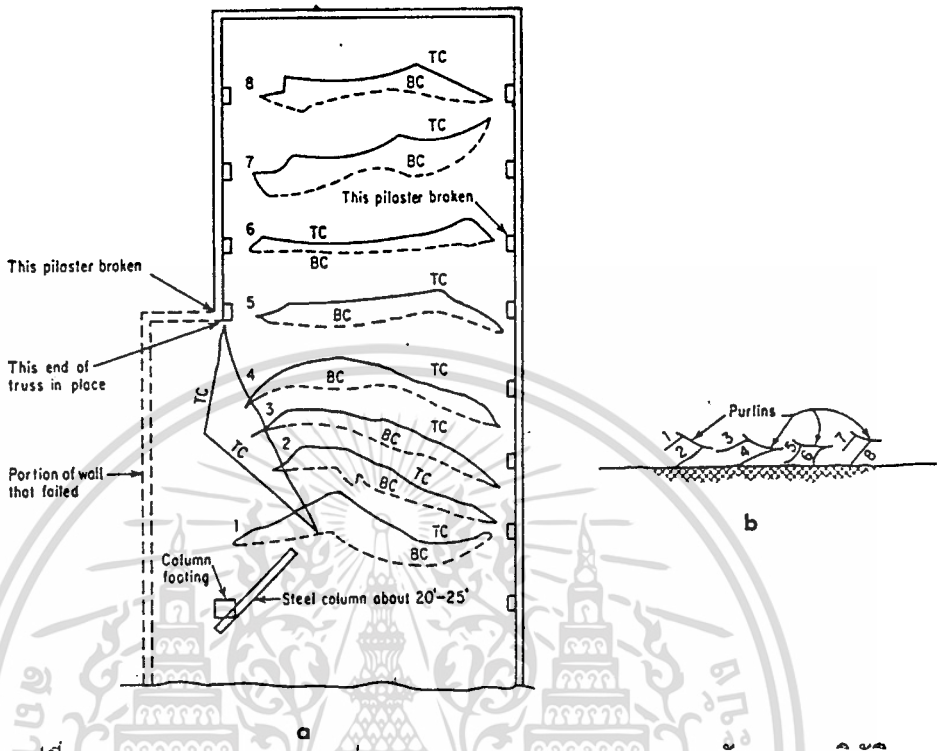


รูปที่ 2.3.35 แสดง (a) ระดับด้านข้างของโครงสร้างเหล็กขวาง
(b) ระดับด้านข้างของโครงเหล็กตามยาว (longitudinal truss)
ของ Brooklyn Theater

จากการตรวจสอบปรากฏชัดว่าเป็นการออกแบบที่ผิดโดยด้านข้างไม่มีการค้ำยันไว้เลย การวางตัวของโครงเหล็กบนเสาขาดการยึดรั้ง โดยรูที่เตรียมไว้เพื่อยึดแผ่นฐานของคานขวาง (transverse truss) นั้นไม่มีการยึดกับกำแพงอิฐซึ่งรองรับโครงเหล็กดังกล่าว ไม่มีการค้ำยันแนวทะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แยง (diagonal bracing) ระหว่างโครงเหล็กแต่ละตัวและมีเสาค้ำยันเพียงตัวเดียวใกล้ศูนย์กลางของคอร์ดล่าง



รูปที่ 2.3.36 แสดง (a) แบบคร่าว ๆ ของ Brooklyn Theater หลังจากการวิบัติ
(b) ภาพตัดขวางแสดงตำแหน่งของโครงเหล็กหลังจากวิบัติ

จากการค้นหาสาเหตุการวิบัติพบว่า ปลายของเสาเหล็กได้เลื่อนออกทำให้โครงข้อหมุนตกลงมาอยู่ในตำแหน่งดังรูปที่ 2.3.36 (a) ซึ่งปรากฏว่าโครงข้อหมุนได้ตกลงมาในลักษณะที่เป็นคู่ เนื่องจากการยึดไว้ด้วยแปร ดังรูป 2.3.36 (b) เสา (pilaster) ซึ่งยึดปลายของโครงเหล็กตามยาวได้หักลง แต่ปลายของโครงเหล็กที่วางบนโครงเหล็กตามยาวยังคงอยู่ในตำแหน่งเดิม กำแพงที่ก่อขนานกับเสา (pilaster) ถูกดึงล้มลง และมีเสาต้นหนึ่งได้หักลง (รูปที่ 2.3.36 (a)) ส่วนเสาต้นอื่น ๆ ยังคงอยู่ในที่เดิม และโครงเหล็กบนเสาเหล่านั้นได้เสื่อนออกจากแผ่นเหล็กรองรับ เสาค้ำเหล็กฉากคู่ซึ่งค้ำโครงเหล็กอันหนึ่งได้เกิดโก่งงอไปทางด้านหลังของเหล็กฉากคู่นั้น

โครงเหล็กได้ครูดกับด้านในของ pilaster ขณะที่ตกลงมาเพียง 3 จุดเท่านั้น ในจุดอื่นๆ โครงเหล็กได้ตกลงมาโดยไม่ได้สัมผัสกับผนังเลย

สาเหตุของการวิบัติ

เป็นการยากที่จะหาว่าอะไรเป็นสาเหตุของการวิบัติครั้งนี้ แต่ก็มีบางสิ่งที่ชี้ให้เห็นถึง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิบัติของ pilaster ที่ด้านเหนือของอาคาร เสาต้นที่ 5 อาจเกิดมีแรงกระแทกทำให้เกิดการดีดตัวออกจากตำแหน่งซึ่งปลายของโครงเหล็กตามยาววางอยู่เป็นเหตุให้โครงเหล็กตกลงมา หรืออาจเกิดจากการสะเทือนอย่างต่อเนื่องของโครงเหล็กทำให้มีแรงกระทำที่เสาและเป็นเหตุให้เกิดการวิบัติ

อย่างไรก็ตามสาเหตุนี้ก็เกิดจากการที่เจ้าของไม่ได้ให้สถาปนิก หรือวิศวกรที่มีประสบการณ์มาควบคุมการติดตั้ง แต่ละขั้นตอนทำให้เกิดเหตุขึ้นจำนวนมากในงานก่อสร้าง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องมีการตรวจสอบจากผู้ตรวจงานที่มีความชำนาญโดยเฉพาะเพื่อป้องกันเหตุการณ์ดังกล่าวจะเกิดขึ้นอีก

การป้องกัน

1. สำหรับโครงสร้างเสาหรือกำแพงที่มีความสูงมาก ๆ ที่รองรับโครงสร้างเหล็กด้านบนแล้วเป็นการง่ายมากที่จะเกิดการเซของโครงสร้างดังกล่าว เมื่อรับถ่ายแรงจากโครงเหล็ก ดังนั้นการเสริมความมั่นคงให้กับโครงสร้างนั้นด้วยการค้ำยันจึงเป็นสิ่งที่จำเป็นอย่างยิ่ง และเป็นการกันการดีดตัวออกของเสา หรือกำแพงจากการรับน้ำหนักจากโครงเหล็ก

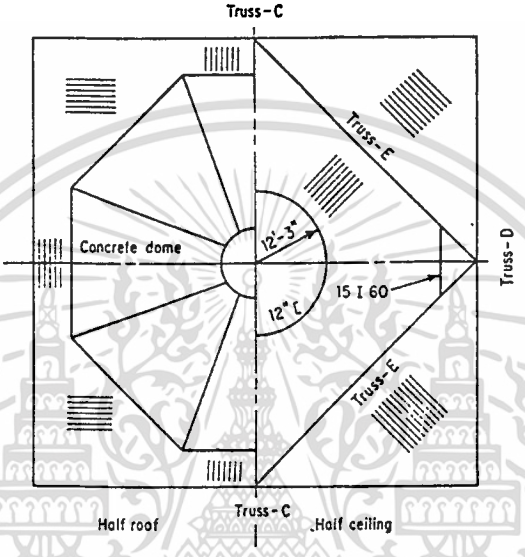
2. การยึดรั้งระหว่างโครงสร้างเหล็กกับส่วนที่รองรับก็เป็นสิ่งที่จำเป็น แต่ต้องให้โครงเหล็กสามารถเคลื่อนที่ไปมาตามแนวยาวได้เพื่อป้องกันแรงผลักเนื่องจากการเอนตัวของโครงเหล็ก แต่ถ้าปล่อยให้โครงสร้างเหล็กวางอยู่บนกำแพงหรือเสาที่รองรับโดยไม่มีการยึดรั้งแล้ว เมื่อโครงเหล็กเกิดการเอนตัวมาก ๆ จะทำให้เกิดแรงผลักกระทำกับกำแพงหรือเสาที่รอบรับทำให้เสาและกำแพงเคลื่อนตัวจนหลุดพ้นจากปลายของโครงเหล็กเกิดการวิบัติขึ้น สำหรับการยึดรั้งโครงเหล็กกับที่รองรับจะนิยมทำเป็นแบบ slotted hole ซึ่งความยาวของ slot hole ควรมีความยาวพอดีกับโครงสร้างซึ่งถ้า slot hole สิ้นไปก็จะทำให้เกิดการยึดแน่นเมื่อโครงเหล็กเคลื่อนตัวหรือถ้ายาวไปก็จะทำให้การเคลื่อนตัวเกิดขึ้นมากโดยทั้งสองกรณีนี้มีผลทำให้เกิดการวิบัติได้

3. การจัดให้มีค้ำยัน ในส่วนของโครงเหล็กตามยาวกับโครงเหล็กตามขวางจะช่วยป้องกันการวิบัติที่เกิดขึ้นได้ ซึ่งค้ำยันจะช่วยป้องกันการเคลื่อนตัวของส่วนทั้งสองและเพิ่มความแข็งแกร่งให้แก่โครงสร้างด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

2.3.2.3.3 การวิบัติของ First Christian Church - long beach. Calif

การวิบัติของ First Christian church เกิดขึ้นในวันที่ 16 ธันวาคม 1920 ระหว่างช่วงพักกลางวัน มีผู้ได้รับบาดเจ็บและเสียชีวิตไป 2-3 คน



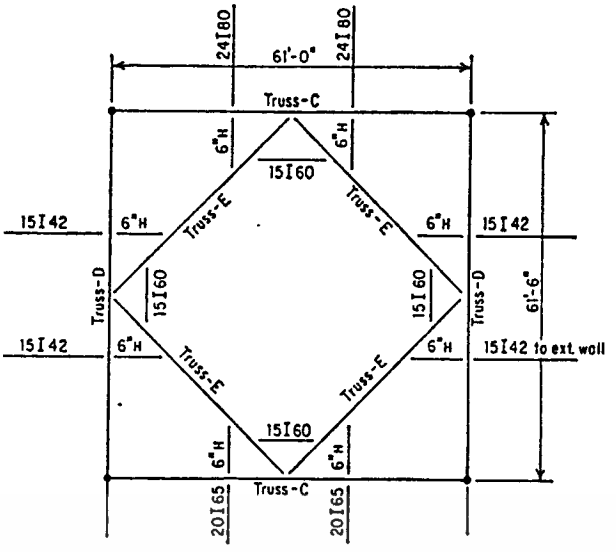
รูปที่ 2.3.37 แบบแปลนของโดมที่ First Christian Church

โครงสร้างของโดมของอาคารซึ่งเป็นส่วนที่เกิดการพังประกอบด้วย โดมคอนกรีตแบ่งเป็น 8 ส่วน ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 48 ft อยู่สูงจากพื้น 76 ฟุต โครงสร้างเปลือกบางของโดมหนา 3 นิ้ว เสริมด้วยเหล็กเส้น มีน้ำหนักประมาณ 200 ตัน โดมนี้วางอยู่บนผนังคอนกรีตหนา 8 นิ้ว ซึ่งยึดไว้โดยคานโครงเหล็กและโครงข้อหมุน ดังรูปที่ 2.3.64 ซึ่งประกอบด้วย E-truss ได้ยึดไว้กับเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

คอร์ดด้านบนของ E-truss ได้ค้ำยันไว้กับคอร์ดบนของ C-truss และ D-truss ซึ่งใช้คานรูปตัว H ขนาด 6 นิ้ว และคอร์ดบนของ C-trusses ได้ถูกค้ำยันไว้ด้วยคานขนาด 24 นิ้ว ไม่มีการค้ำยันในชิ้นส่วนที่รับแรงในแนวดิ่งของโครงข้อหมุนเพื่อต้านทานการโก่งงอด้านข้างเลย ซึ่งชิ้นส่วนดังกล่าวสูงประมาณ 3 ฟุต

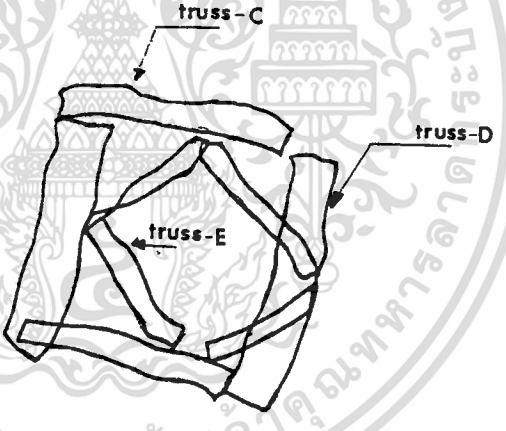
D-trusses ได้ค้ำยันไว้ด้วยคานเหล็กขนาด 15 นิ้ว จากผนังด้านนอก ซึ่งก็เป็นการค้ำยันคอร์ดด้านบนของโครงข้อหมุนดังกล่าวกับผนัง จากน้ำหนักของโดมที่กระทำกับโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.38 ตำแหน่งของโครงเหล็กของ First Christian church ก่อนที่จะวิบัติ

ทำให้ค้ำยันค้านข้างที่คอร์ดบนของ D-trusses เกิดการเคลื่อนที่ และทำให้เกิดแรงผลักขึ้นที่โครง ข้อหมุนเป็นเหตุให้เกิดการวิบัติโดยทันทีจากการโก่งงอของ D-trusses เนื่องจากแรงผลักดังกล่าว



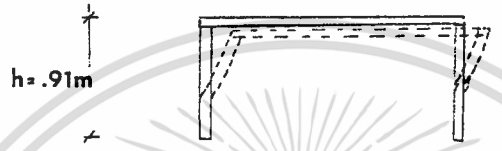
รูปที่ 2.3.39 แสดงตำแหน่งของโครง trusses

ขณะเกิดการวิบัติขึ้นโครงสร้างอาคารดังกล่าวเกือบจะแล้วเสร็จ การวิบัตินี้จำกัดอยู่เฉพาะการวิบัติของโครงเหล็ก ซึ่งเสาคอนกรีตที่รองรับโครงข้อหมุนนั้นยังคงอยู่ที่เดิม และคอนกรีตของโครงสร้างโดม ยังอยู่ในสภาพดี หลังจากที่พังลงมาแล้วตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงข้อหมุนหลังจากวิบัติแล้วดูได้จากรูปที่ 2.3.39

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาเหตุของการวิบัติ

เนื่องจากโครงข้อแข็งที่รองรับพื้นคอนกรีตโดมดังกล่าวมีความสูงมากเมื่อวัดจากคอร์ดล่างถึงคอร์ดบนซึ่งก็มีการค้ำยันส่วนโครงสร้างดังกล่าวเฉพาะคอร์ดบนเท่านั้น ดังรูปที่ 2.3.40 ซึ่งทำให้เมื่อมีแรงกระทำทางข้างกับโครงสร้างดังกล่าวจะเกิดการสั่นตัวของโครงสร้างจากการที่มีค้ำยันเฉพาะด้านบน จึงทำให้เกิดการโก่งงอในชิ้นส่วนรับแรงอัดของโครงข้อแข็งดังกล่าวจึงทำให้โครงสร้างทั้งหมดวิบัติลงมา



รูปที่ 2.3.40 แสดงภาพตัดขวางของโครงสร้าง

การป้องกัน

1. ผู้คุมงานก่อสร้างควรมีการศึกาาลักษณะของโครงสร้างอย่างละเอียดก่อนที่จะมีการก่อสร้างเกิดขึ้นเพื่อทำความเข้าใจกับพฤติกรรมของโครงสร้างแต่ละส่วน ถึงจุดที่ควรมีการค้ำยันเพิ่มเติมในขณะก่อสร้าง ซึ่งถ้าสงสัยแล้วควรจะปรึกษากับผู้ออกแบบทันทีไม่ควรปล่อยเพราะจะทำให้เกิดการวิบัติได้

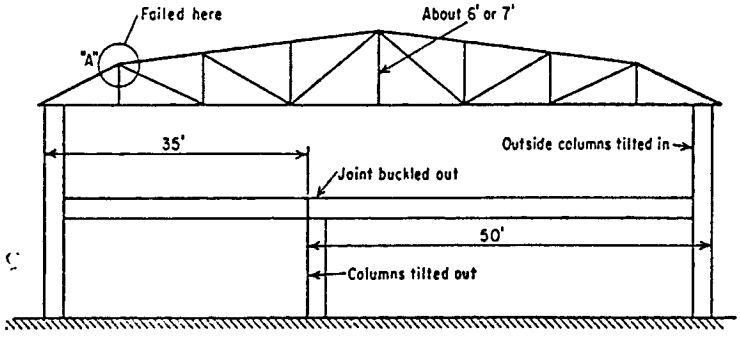
2. ชิ้นส่วนที่เป็นชิ้นส่วนวิกฤติหรือมักจะทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างเหล็กคือ ชิ้นส่วนที่รับแรงอัด ซึ่งการโก่งงอเนื่องจากแรงอัดนี้สามารถป้องกันโดยการทำค้ำยันในชิ้นส่วนดังกล่าว ซึ่งไม่ควรปล่อยให้ชิ้นส่วนรับแรงอัดมีอัตราส่วนชลูดเกินกว่าค่ากำหนดซึ่งตาม AISC. Code. สำหรับชิ้นส่วนที่รับแรงอัดอัตราส่วนชลูดต้องไม่เกิน 120

2.3.2.3.4 การวิบัติของ Hyatt Buick Building

การวิบัติของโครงสร้างเหล็กระหว่างติดตั้งของ Hyatt Buick Building ที่ Kansas City เมื่อวันที่ 29 มกราคม 1917 เกิดขึ้นในช่วงบ่ายโดยไม่มีคนงานทำงานอยู่

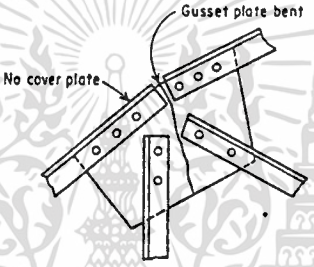
อาคารขนาด 85*130 ฟุต มีความสูง 2 ชั้น โครงข้อหมุนที่รองรับหลังคามีช่วงยาว 85 ฟุต และคานเหล็กประกอบที่รองพื้นชั้นสองของอาคารมีช่วงยาว 35 และ 50 ฟุต ดังรูปที่ 2.3.41 เสาและคานประกอบของพื้นชั้นสองได้รับการติดตั้งเรียบร้อยแต่ยังไม่ได้วางคานพื้นใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.41 แสดงรายละเอียดของส่วนสร้างหลังคาของ Hyatt Buick Building ที่เกิดการวิบัติ

ตำแหน่งที่ออกแบบไว้ โครงหลังคาเหล็กและแปได้รับการติดตั้งโดยปราศจากการค้ำยันด้านข้างเลย



รูปที่ 2.3.42 รายละเอียดของจุด "A" ในรูปที่ 2.3.41

โครงข้อหมุนเป็นโครงสร้างขนาดย่อมมีแผ่นประกับเหล็กเป็นตัวเชื่อมและถ่ายแรงในชิ้นส่วนของโครงข้อหมุนที่คอร์ดบน ซึ่งแผ่นประแผ่นประกับนี้ได้เกิดการโก่งงอขึ้น เนื่องจากขาดความแข็งแกร่งทางข้าง หรือความหนาของแผ่นเหล็กนี้น้อยไปที่จะต้านทานการโก่งนี้ (รูปที่ 2.3.42) การโก่งงอของแผ่นนี้ทำให้โครงสร้างหลังคาพังพับลงมา และการติดแปเข้ากับโครงข้อหมุนนี้ทำให้โครงข้อหมุนพังลงมาเป็นแทบพร้อมกัน

การป้องกัน

1. วิศวกรผู้คุมงานควรจะมีประสาทรู้สึกถึงพฤติกรรมของโครงสร้างที่ก่อสร้างอยู่ว่าจะเกิดการวิบัติหรือไม่เมื่อทำไปแล้ว ถึงแม้ว่าแบบจะไม่ได้กำหนดหรือบอกส่วนของค้ำยันที่จำเป็น วิศวกรคุมงานก็ควรจัดให้มีเพิ่มเติมเข้าไป เป็นการชั่วคราวหรือถาวรก็ได้ เพราะเมื่อเทียบกับราคาของวัสดุที่เพิ่มเติมเข้าไปนั้นน้อยมากกับความเสียหายที่เกิดขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

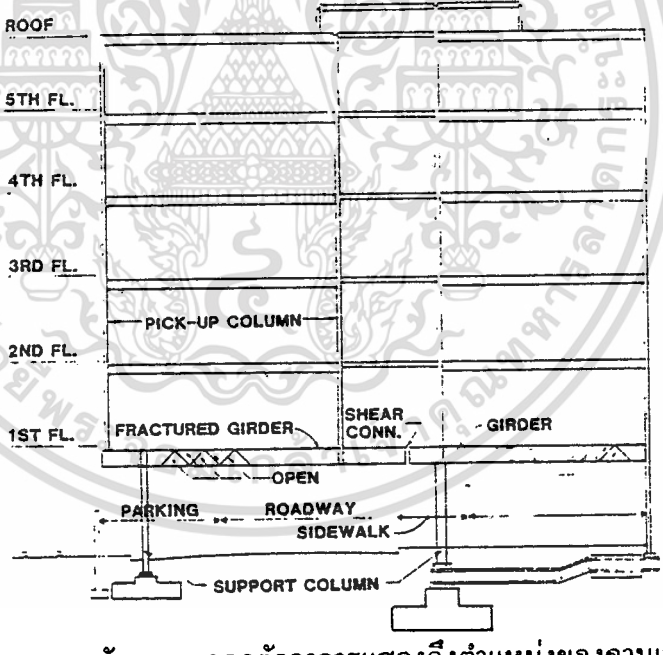
2. การค้ำยันทางข้างนั้นควรยึดโครงสร้างกับโครงสร้างอื่นที่มั่นคง หรืออาจก่อสร้างโครงสร้างที่มั่นคงขึ้นเพื่อยึดกับค้ำยันก็จะทำให้เกิดการวิบัติขึ้นเฉพาะส่วนของโครงสร้าง แต่ถ้าการค้ำยันนั้น ยึดติดกับโครงสร้างชนิดเดียวกันที่อยู่ข้างเคียงแล้วก็

จะทำให้การวิบัติขยายตัวกว้างมากขึ้น หรืออาจจะทั้งโครงสร้างก็ได้ดังที่เกิดขึ้นกับ case ข้างต้น ซึ่งไม่มีค้ำยันที่ต่อเชื่อมกันก็จริง แต่ก็มีแปของหลังคาเป็นตัวเชื่อมโครงสร้างแต่ละส่วนเข้าด้วยกัน ทำให้เกิดการวิบัติทั้งโครงสร้าง

2.3.2.4 การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกิดจากการออกแบบรอยเชื่อม

2.3.2.4.1 การวิบัติที่ College science building

ในวันที่ 23 กุมภาพันธ์ 1971 คานเหล็กประกอบได้วิบัติภายใต้น้ำหนักที่รองรับพื้นด้านบนถึง 5 ชั้น และอยู่ระหว่างการก่อสร้างหลังคาซึ่งเป็นอาคารวิทยาลัยวิทยาศาสตร์ (รูปที่ 2.3.43) ความเสียหายดังกล่าวเกิดจากคานเหล็กที่ประกอบขึ้นด้วยการใช้แผ่นเหล็กขนาดใหญ่ชนิด A441 เป็นคานเหล็กประกอบซึ่งมีรูเปิดขนาดใหญ่ที่ส่วนเอวของคานเพื่อใช้เป็นทางผ่านของท่อน้ำและท่ออากาศ



รูปที่ 2.3.43 ภาพตัดขวางตลอดตัวอาคารแสดงถึงตำแหน่งของคานเหล็กประกอบที่แตก

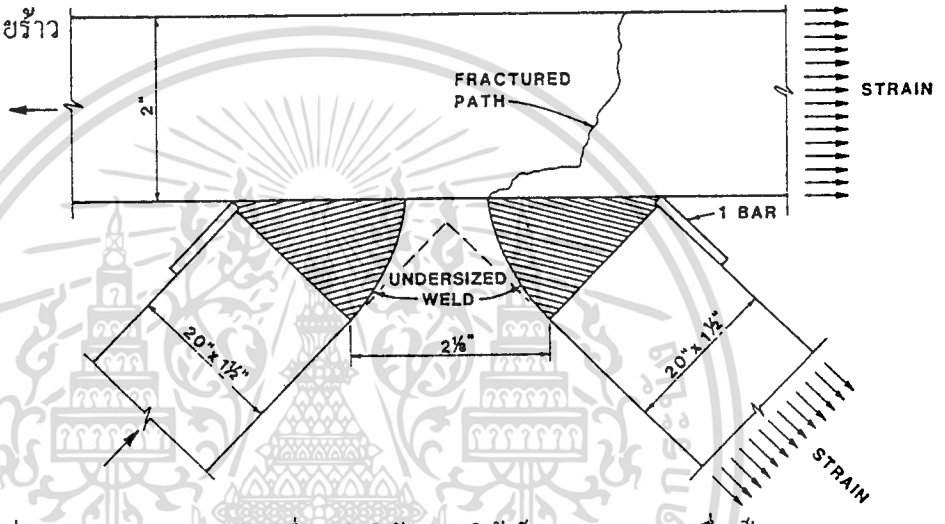
ตามที่ผู้ออกแบบซึ่งเป็นผู้ตรวจคานหลังจากวิบัติพบว่าการเชื่อมต่อในชิ้นส่วนแผ่นเอวแนวทะแยงกับปีกคานมีขนาดเล็กกว่ากำหนด และจากการตรวจสอบด้วย Ultrasonic ได้แสดงให้เห็นถึงจุดบกพร่องรวมทั้งการทดสอบด้วย radiography ได้พบว่า คานดังกล่าวขาดความต่อเนื่องทางโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ของรอยเชื่อมตามข้อกำหนดของ American Welding Society (AWS) ซึ่งผู้ออกแบบได้สรุปปัจจัยสำคัญของการวิบัติดังนี้ว่าเกิดจากการหลอมตัวของลวดเชื่อมกับเนื้อโลหะไม่ได้ รอยร้าวในแผ่นปีกคานและ fracture toughness ของ high-strength A441 steel

สาเหตุของการวิบัติ

การค้นหาสาเหตุของการวิบัตินี้ ได้สรุปว่าเกิดจาก lamellar tearing ที่บริเวณชิ้นส่วน ทะแยง 2 ส่วนมาชนกันกับแผ่นเหล็กปีกคานซึ่งรับแรงดึงในแนวราบ โดยชิ้นส่วนทะแยงหนึ่งได้รับแรงดึงทำให้เกิดรอยร้าว

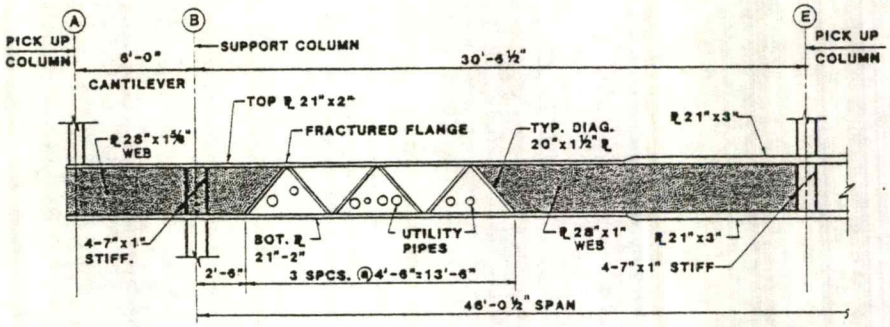


รูปที่ 2.3.44 แบบขยายจุดเชื่อมต่อให้แสดงให้เห็นรอยแตกแยกซึ่งเป็นผลจาก lamellar tearing

Lamellar tearing เป็นรอยฉีกขาดที่เกิดขึ้นในโลหะหรือบริเวณใกล้ๆกับบริเวณที่ได้รับอิทธิพลของความร้อนจากรอยเชื่อม (heat- affected zone) ตรงตำแหน่งใต้รอยเชื่อมมีลักษณะเป็นขยักเหมือนขั้นบันได ซึ่งเกิดจากความเค้นและความเครียดจากการเชื่อมสูงกว่าความแข็งแรงของโลหะ ความเค้นจะสะสมตามบริเวณ สารมลทินฝังในและเริ่มแตกร้าวตามบริเวณผิวหน้าระหว่างสารมลทินและโลหะ และแผ่ขยายออกไปยังบริเวณที่มีสารมลทินฝังในไปตามแนวระนาบเดิมนั้นหรือแนวระนาบที่แตกต่างไปจากเดิมเล็กน้อย

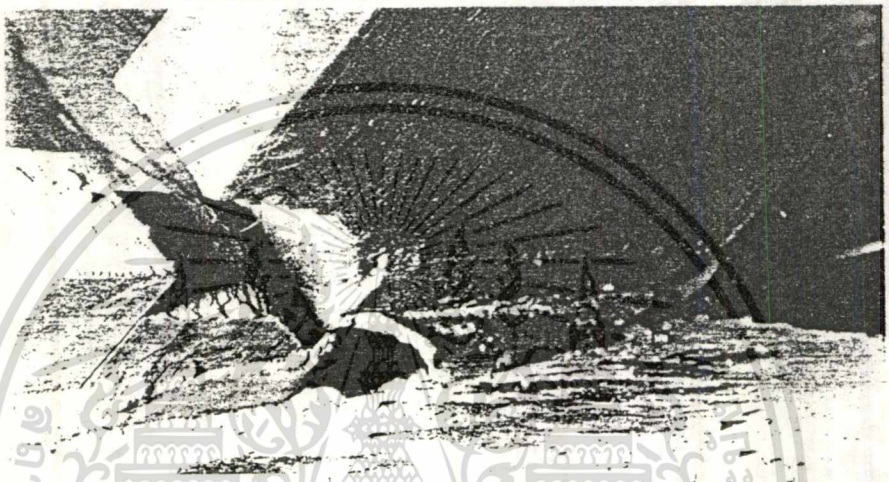
ตามการออกแบบของวิศวกรแล้วคานดังกล่าวออกแบบให้เป็นคานร่วมระหว่าง opne-web truss และคานเหล็กประกอบเพื่อเปิดส่วนแผ่นเอวบางส่วนให้เป็นทางเดินท่อน้ำและท่ออากาศ ดังรูปที่ 2.3.45 และรอยร้าวดังกล่าวแสดงให้เห็นชัดในรูปที่ 2.3.46

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



FRACTURED GIRDER

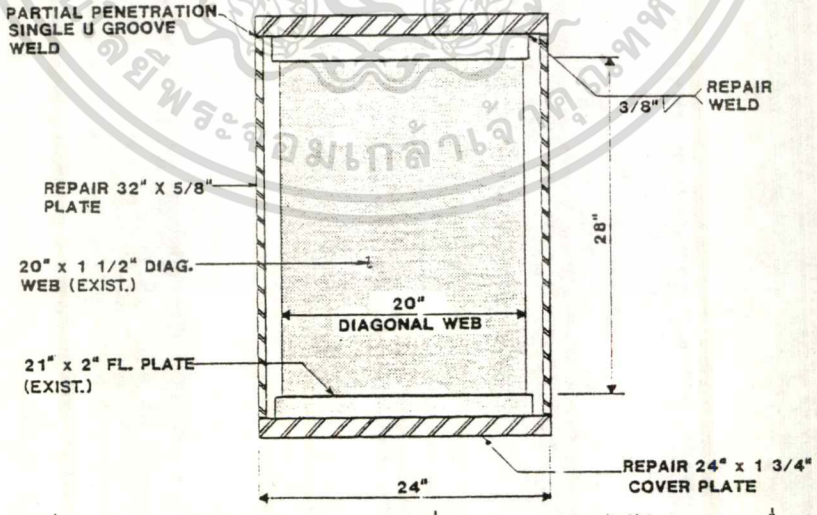
รูปที่ 2.3.45 การออกแบบคานเป็นคานรวมระหว่าง open-web truss และคานเหล็กประกอบเพื่อเป็นทางของท่อน้ำและท่ออากาศ



รูปที่ 2.3.46 ภาพขยายรอยแตกแยกที่แผ่นเหล็ก

การแก้ไข

ในการแก้ไขได้ทำการเสริมแผ่นเหล็กใต้คานที่เกิดรอยร้าวเพื่อรับน้ำหนักรวมทั้งเสริมแผ่นเหล็กส่วนเอว เพื่อถ่ายแรงจากชิ้นส่วนแนวทะแยงไปยังแผ่นเหล็กปีกคาน ดังรูป 2.3.47



รูปที่ 2.3.47 แบบตัดขวางของคานที่ซ่อมแซมโดยได้มีส่วนเอวเพื่อถ่ายแรงจากชิ้นส่วนแนวทะแยงไปยังปีกคาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การป้องกัน

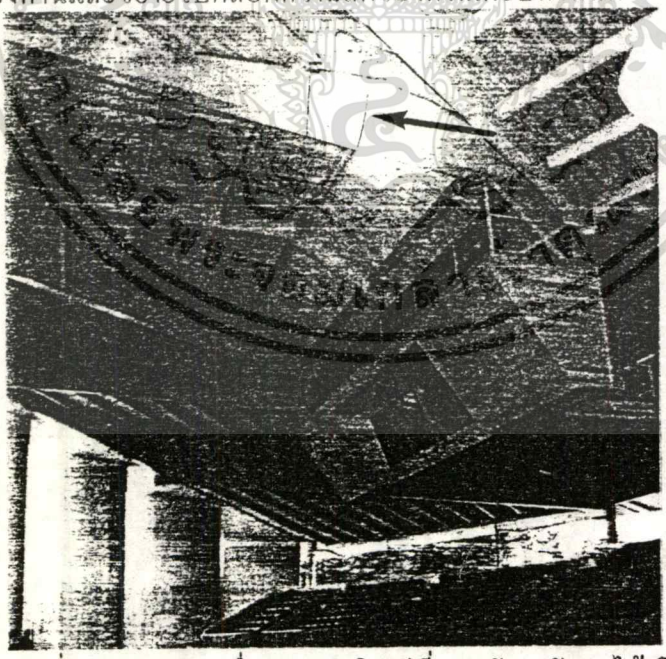
1. ถ้าเป็นไปได้ควรออกแบบเพื่อหลีกเลี่ยงรอยเชื่อมขนาดใหญ่ที่แผ่นเหล็กที่มีความหนามาก ๆ ซึ่งตาม AISC 1.17.3 กำหนดรอยเชื่อมแบบ fillet ต้องมีขนานใหญ่ไม่เกิน 1/4 นิ้วเสาไม่ใหญ่กว่าตามหน้าของวัสดุเชื่อม หรืออาจจะใหญ่กว่า 1/4 นิ้ว แต่ไม่ใหญ่กว่า 1/16 ของความหนาของวัสดุเชื่อม

2. รอยเชื่อมควรมีความสมดุลรอบจุดศูนย์กลางความหนาของแผ่นเหล็กเพื่อให้มีการถ่ายแรงผ่านรอยเชื่อมอย่างสมดุล ไม่เกิดการสะสมของหน่วยแรงมากไปข้างใดข้างหนึ่ง อันมีผลทำให้เกิดรอยแตกแยกในแผ่นโลหะได้

3. การใช้แผ่นเหล็กที่มีความหนามาก ๆ ควรมีการตรวจสอบรอยร้าวภายในเนื้อโลหะให้เป็นไปตามข้อกำหนดเพื่อลดความเสี่ยงของการวิบัติ

2.4.2.4.2 การวิบัติที่ Wolftrap Center

การวิบัติเมื่อเร็ว ๆ นี้ เนื่องมาจากการแตกของรอยเชื่อมเกิดขึ้นที่ Walftrop Center คานหลังคาใหญ่คานหนึ่ง ซึ่งสร้างด้วยโครงสร้างเหล็กเกิดรอยแยกขึ้นในแนวดิ่ง ขนาดรอยแยกกว้างประมาณ 1 1/2 นิ้ว (38 มม.) (รูป 2.3.48 และรูป 2.3.49) ซึ่งเห็นรอยแยกตั้งกล่าวจะกว้างมากที่สุดที่ส่วนล่างของคานและขยายไปตลอดความลึกของคานเกือบทั้งหมด

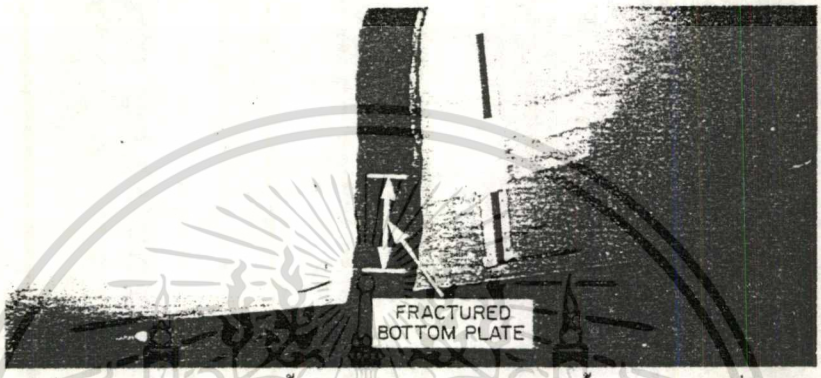


รูปที่ 2.3.48 คานเชื่อมขนาดใหญ่ที่รองรับหลังคาได้เกิดรอยแยกขนาดใหญ่ เนื่องจาก brittle fracture ตามแนวดิ่ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้างหลังคายังคงยึดติดอยู่ และไม่ได้ตกลงมาโดยมีโครงสร้างส่วนอื่นช่วยรับน้ำหนักไว้ และมีการถ่ายน้ำหนักที่เหมาะสม ดังนั้นจึงรอดพ้นจากการวิบัติไปได้

วิศวกรด้านสะพานซึ่งต้องเผชิญกับการแตกแยกของคานเชื่อมโดยมีเหล็กขนาดใหญ่มาหลายปีคนเหล่านี้ล้วนสัมพันธ์กับคุณสมบัติของโครงสร้างเหล็กซึ่งในที่นี้หมายถึง fracture toughness เป็นส่วนที่เพิ่มเติมจาก yield strength และ Uttimate strength สำหรับการเตรียมการการแก้ไข้



รูปที่ 2.3.49 รอยแยกนี้มีขนาดกว้างถึง 1 1/2 นิ้ว (38 มม.) ที่บริเวณด้านล่างของแผ่นเหล็กคาน

ทำงานของโครงสร้างสะพาน โดยเฉพาะในฤดูหนาว เหล็กต้องมีการแตกแยก (fracture toughness) เกิดขึ้น ซึ่งเหตุที่กล่าวมานี้เป็นอันตรายสำหรับ คานเหล็กเชื่อม และยังมีสาเหตุของการแตกเนื่องจาก ชิ้นส่วนได้รับแรงสั่นและการสะเทือนได้อีกด้วย

อย่างไรก็ตามรูปแบบการวิบัติของ Wolftrap ซึ่งประกอบเป็นโครงสร้างอาคารอาจจะเสียหายจากการแตกแบบเปราะ (brittle fracture) โดยไม่มีผลกระทบที่มาจากแรงสั่นหรือเกิดการสะเทือน สิ่งเหล่านี้เป็นสิ่งที่สำคัญที่ควรจะมีการจดจำไว้ในระหว่างการก่อสร้าง โครงสร้างเหล็กจำนวนมากมักจะเปลือยสัมผัสกับอากาศภายนอก (อุณหภูมิต่ำ) ก็ต้องมีการปิดโครงสร้างนั้นไว้หรือให้ความร้อนแก่โครงสร้างนั้น

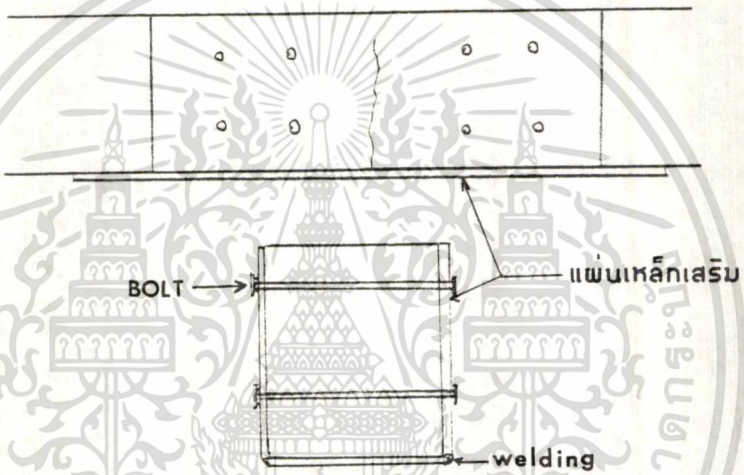
โครงสร้างหลังคา Wolftrap ถูกวิเคราะห์และหาระดับของหน่วยแรง ซึ่งก็ต่ำกว่าหน่วยแรงที่อณุญาติที่ต้องการสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) และน้ำหนักบรรทุกจร (live load) เนื่องจากการแตกร้าวมักจะกระจายออกจากตำหนิเล็ก ๆ ภายในเนื้อโลหะหรือรอยเชื่อม รอยร้าวนี้ไม่สามารถมองเห็นด้วยตาเปล่าและไม่สามารถพบเห็นได้ขณะสร้างหรือติดตั้ง ซึ่งจากการนำตัวอย่างเหล็กหลังจากวิบัติแล้วจะพบเห็นว่าที่ด้านหลังของแผ่นเหล็กประกอบซึ่งใช้วิธีเชื่อมแบบ full-penetration weld แต่ขาดความต่อเนื่องจึงทำให้ช่วยเพิ่มรอยร้าวเป็นเหตุให้เกิดการแตกร้าวตังกล่าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาเหตุเหล่านี้ก็ขึ้นอยู่กับการเลือกเหล็กที่จะนำมาใช้ในโครงสร้างที่ใช้การเชื่อมที่ต้านทานพลังงานในการปริแยกต่ำสุด ซึ่งเป็นส่วนสำคัญมากเพราะ การแตกร้าวและการพังจำนวนมาก เกิดจากสาเหตุจากคุณสมบัติของเหล็กที่ไม่เพียงพอ

การแก้ไข

1.เนื่องจากถนนดังกล่าวยังคงยืดอยู่กับหลังคาได้เนื่องจากการออกแบบที่มีดีกรีของตัวไม่ทราบค่า (degree of redendan) มีมากตัวดังนั้นจึงแก้ไขโดยทำการเสริมแผ่นเหล็กเข้าที่ใต้ท้องคานและข้างคานเพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้กับคาน ดังรูปที่ 2.3.50 การเสริมแผ่นเหล็กเพื่อยึดคานระหว่างส่วนของรอยร้าว



รูปที่ 2.3.50 แสดงการเสริมแผ่นเหล็ก เพื่อเพิ่มความแข็งแรงให้กับโครงสร้าง

2. เพื่อเป็นการลดรอยแตกร้าวที่จะเกิดขึ้นกับคานดังกล่าวจึงได้ใช้วัสดุที่กันความเย็นปิดรอบคานนี้ไม่ให้สัมผัสกับอุณหภูมิที่เย็นภายในห้อง

การป้องกัน

1. ในการก่อสร้างอาคารเหล็กเชื่อมควรมีการกำหนดค่าความต้านทานการแตกร้าว (fracture toughness)ให้เป็นไปตามมาตราฐานสำหรับแผ่นเหล็กหนา

2. ควรมีการออกแบบโครงสร้างให้แต่ละส่วนรองรับโดยโครงสร้างหลายส่วนเพิ่งให้มีการถ่ายน้ำหนักจากส่วนที่วิบัติไปยังส่วนอื่น อันมีผลทำให้ไม่เกิดการวิบัติขึ้นกับโครงสร้างทั้งหมด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ถ้าเป็นไปได้ควรพิจารณาเลือกใช้ high-strength steel กับโครงสร้างส่วนที่มีความสำคัญกับโครงสร้างโดยรวม เพราะ high-strength steel จะมี ค่าความต้านทานการแตกร้าว(fracture toughness) น้อยกว่าเหล็กธรรมดา

4. ควรมีการตรวจสอบเหล็กโครงสร้างและรอยเชื่อมอย่างเข้มงวดเพื่อลดความเสี่ยงของการวิบัติ

5. เพื่อเป็นการลดความเสี่ยงของการวิบัติเนื่องจากการแตกร้าวควรทำดังนี้

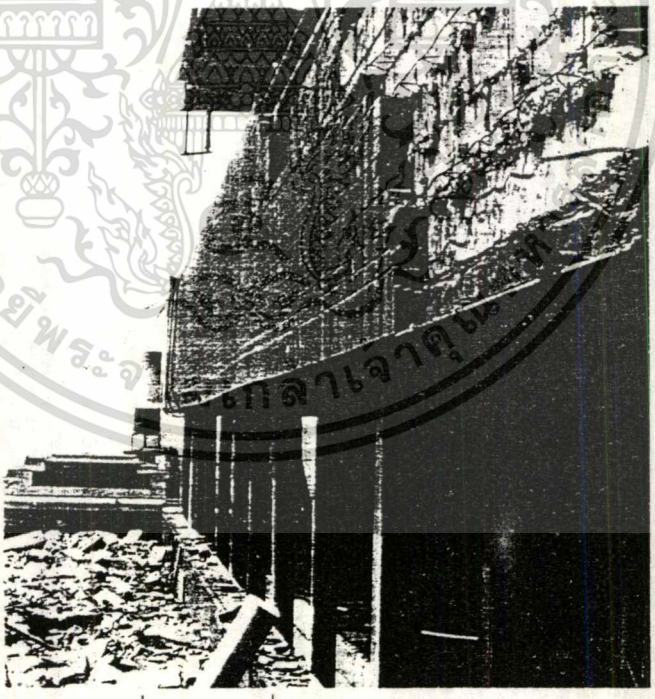
5.1 ควบคุมอุณหภูมิของการเชื่อมให้ต่ำกว่า ductile/brittle transition สำหรับส่วนโครงสร้างของโครงสร้างเหล็ก

5.2 หลีกเลี่ยงการใช้ชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กที่มีความหนามาก ๆ เพราะเหล็กที่มีความหนามาก ก็จะมีรอยร้าวภายในเนื้อโลหะมาก

5.3 หลีกเลี่ยงน้ำหนักกระทำต่อโครงสร้างที่เป็นน้ำหนักกระแทกที่มีความถี่สูง

2..3.2.4.3 การวิบัติที่ New York broadcasting headquarters

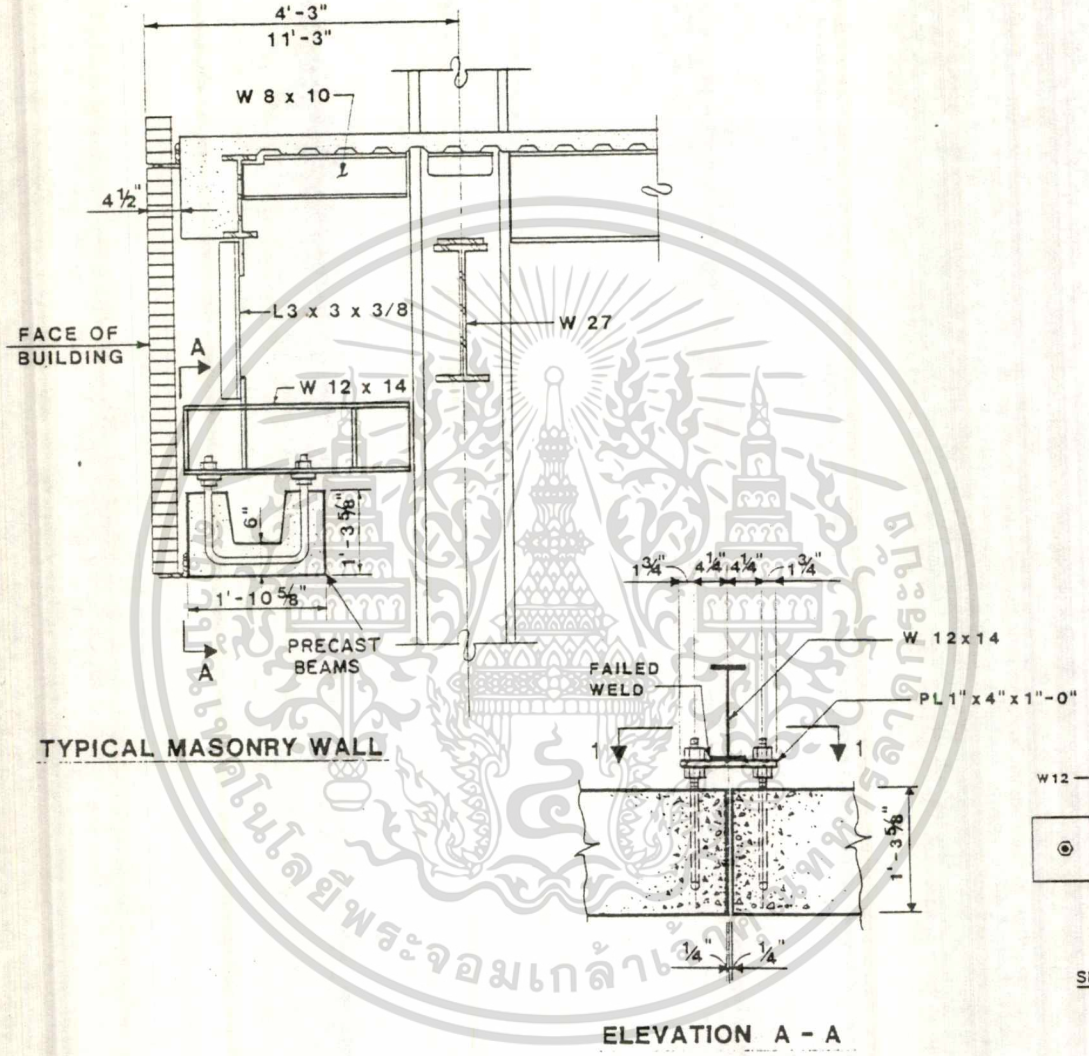
ในบ่ายของวันที่ 1 มิถุนายน 1983 ส่วนหน้าด้านตะวันตกของปีกของอาคาร CBS broadcasting headquarters building ซึ่งอยู่ทางด้านตะวันตกของ Manhattan เกิดการพังลงมาระหว่างการก่อสร้าง (รูปที่ 2.4.51) ผนังได้ตกลงทันทีและซากปรักหักพังได้เคลื่อนเต็มหลังคาของพื้นชั้น 6 ได้รับความเสียหาย



รูปที่ 2.4.51 อาคารที่สร้างต่อเชื่อมกับ Manhattan office building ได้วิบัติลงขณะก่อสร้างเศษก้อนอิฐได้ร่วงลงบนโครงสร้างหลังคาเหล็กทำให้โครงหลังคาดังกล่าววิบัติตามลงมาด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการดูความเสียหายอย่างละเอียด พบว่าคานหล่อสำเร็จรูปรอยนอกของอาคาร (spandrel beams) ได้แขวนห้อยกับโครงสร้างเหล็กที่ยื่นออกมา (รูปที่ 2.4.54 และรูปที่ 2.4.55) และแยกจากส่วนของเหล็กที่เป็นตัวแขวน ซึ่งเป็นจุดอ่อนของการเชื่อมต่อแผ่นเหล็กที่รอบรับที่ด้านล่างของคานเหล็ก ซึ่งยื่นออกมา

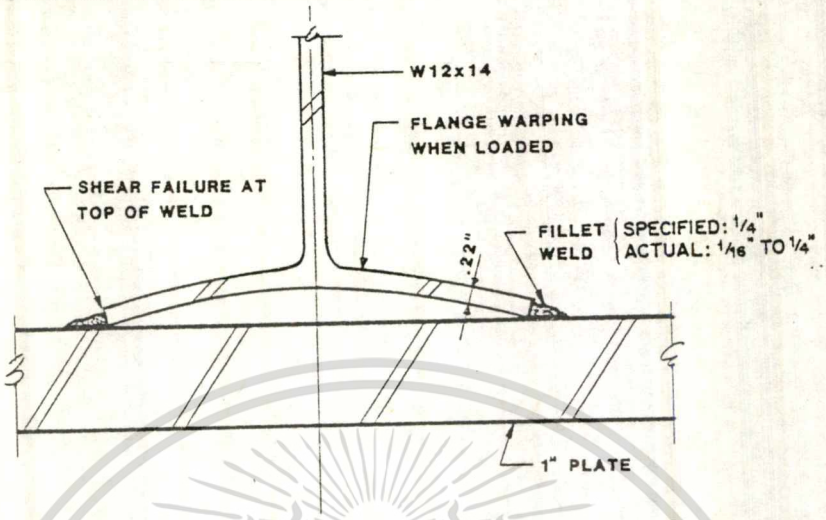


รูปที่ 2.3.52 ภาพด้านข้างของระบบรองรับที่วิบัติได้แสดงให้เห็นว่าคานสำเร็จรูปและที่ยึดแขวนเหล็กซึ่งเชื่อมติดกับแผ่นเหล็กไม่ได้วิบัติ

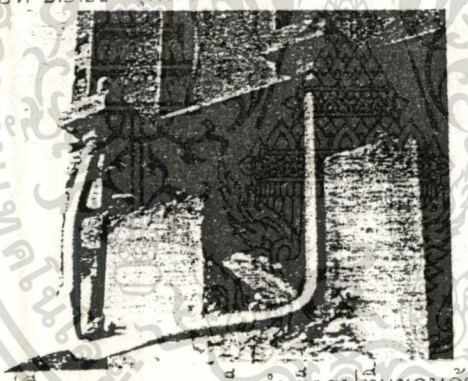
การเชื่อมต่อของแผ่นเหล็กเข้ากับคานได้เกิดความเสียหายและปริแตกออก ผิวของรอยเชื่อมแตกทำให้ Krylon ที่ใช้เคลือบป้องกันสนิมเกิดความเสียหายทันที ข้อสังเกตุที่สำคัญคือ แผ่นเหล็กที่เชื่อมขวางปีกคานตลอดความยาวคาน(stiffener)ไม่เกิดความเสียหายเลย โดยที่แผ่นเหล็กต้องรอบรับน้ำหนักและเชื่อมติดบริเวณปีกล่างของคาน รอยเชื่อมนี้ต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงดึง ซึ่งจาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิเคราะห์และทดสอบรอยเชื่อมที่แตก พบว่า การเชื่อมที่ใช้ในการก่อสร้างไม่เพียงพอที่จะรองรับน้ำหนักที่กระทำบนแผ่นเหล็กนั้นได้อย่างปลอดภัย



รูปที่ 2.3.53 จุดที่ไม่แข็งแรงซึ่งเป็นการต่อโดยการเชื่อมที่ไม่สมบูรณ์ทำให้เกิดการวิบัติ



รูปที่ 2.3.54 คานเหล็กสำเร็จรูปที่แขวนกับโครงสร้างเหล็ก โดยทำการเชื่อมเหล็กยึดจากคานเหล็กยกออกมาเพื่อยึดกับ hangers

ความเสียหายของรอยเชื่อมมักพบเนื่องจาก รอยเชื่อมไม่ได้ขนาด การลดสัดส่วนปลอดภัย ซึ่งขนาดของรอยเชื่อมที่ไม่ได้ขนาดนั้นเป็นความบกพร่องซึ่งเกิดจากการตรวจงาน ทำให้หน่วยแรงในรอยเชื่อมมีค่าต่ำ

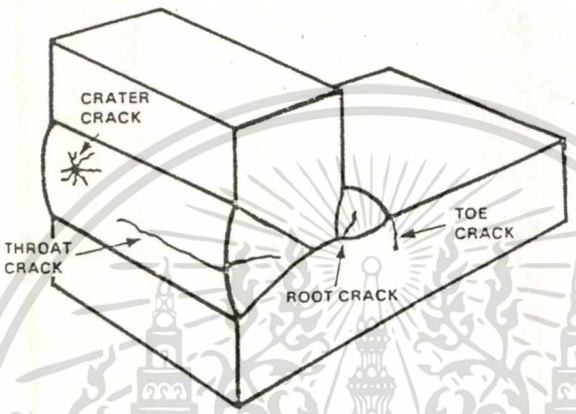
การป้องกัน

1. ควรหลีกเลี่ยงการต่อชิ้นส่วนของโครงสร้างใต้แผ่นปีกคานที่รอยเชื่อมต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงดัด เพราะเมื่อเกิดความบกพร่องขึ้นในรอยเชื่อมแล้วความเสียหายจะขยายตัวอย่างรวดเร็วจนทำให้รอยเชื่อมไม่สามารถรับแรงได้และทำให้โครงสร้างส่วนดังกล่าววิบัติได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. รอยเชื่อมที่มีความยาวมากควรเชื่อมให้ต่อเนื่องกันตลอดความยาวของรอยเชื่อม เพื่อป้องกันการแตกร้าวที่บริเวณปลายรอยเชื่อม ซึ่งเมื่อมีการเชื่อมต่อปลายดังกล่าวแล้ว รอยร้าวจะขยายตัวไปยังรอยเชื่อมใหญ่เรื่อย ๆ จนรอยเชื่อมดังกล่าววิบัติ

รอยแตกร้าวที่ปลายของรอยเชื่อม (Crater cracks) เป็นรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นที่ปลายรอยเชื่อมโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อการเชื่อมหยุดชะงักบ่อย รอยแตกร้าวแบบนี้มีรูปร่างคล้ายดาว (star-shaped) และอาจแผ่ขยายออกไปตามขอบของปลายรอยเชื่อม



รูปที่ 2.3.55 แสดงลักษณะรอยแตกร้าวที่ปลายของรอยเชื่อม (crater crack)

3. การตรวจรอยเชื่อมสิ่งแรกที่สังเกตุขึ้นได้ชัดคือ ขนาดของรอยเชื่อมและลักษณะการเชื่อม ดังนั้นผู้ตรวจจึงควรมีความรู้เกี่ยวกับการเชื่อมเป็นอย่างดี รวมถึงเข้าสาเหตุของการแตกร้าวของรอยเชื่อมเพื่อจะสรุปได้ว่า รอยเชื่อมดังกล่าวสมบูรณ์หรือไม่ สำหรับขนาดของรอยเชื่อมควรมีขนาดตามแบบทุกประการไม่เล็กไปหรือใหญ่ไป เป็นต้น เพราะทั้งสองกรณีมีผลเสียหายต่อโครงสร้างทั้งสิ้น

2.3.2.4.4 การวิบัติที่ General manufacturing plant

สาเหตุเกิดจากการผิดพลาดในการเชื่อมของ cold-formed flanges ของ steel open-wed roof joists สำหรับโรงงานผลิตสินค้าใน Long Island, New York โครงสร้างตงเกิดรอยร้าวและแตก (รูป 2.3.56) ซึ่งไม่มีทางเป็นไปได้ที่จะพบเห็นรอยร้าวในตงอื่น ๆ ที่ยังคงรองรับหลังคาการสังเกตเห็นนี้ทำให้สามารถป้องกันและซ่อมแซมได้ก่อนโครงสร้างจะพังลงมา

การแก้ไข

วิธีการที่ง่ายที่สุดก็คือ การเสริมโครงสร้างหลังคาทุกส่วน อย่างไรก็ตามเนื่องจากเป็นโรงงานผลิต ดังนั้นการหยุดการผลิตเป็นผลให้เสียค่าใช้จ่ายจำนวนมาก ซึ่งเมื่อนับจำนวนโครงสร้างหลัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คาแล้ว การทำงานต้องใช้เวลาหลายปีเพียงเพื่อแก้ไขรอยร้าวของตงรับหลังคา และวิธีการที่ดีที่สุดที่ใช้ในการซ่อมแซมคือ

รูปที่ 2.3.56 (a) ตำหนิของการเชื่อมในเหล็กปีกคานของ steel open-web joists ซึ่งเกิดรอยร้าวและรอยแยก เป็นผลให้เกิดการวิบัติในภายหลังได้
(b) ภาพรอยร้าวด้านล่างของคอร์ดล่าง

1. การเสริมเหล็กที่คอร์ดล่างของโครงตงหลังคาซึ่งก็หมายถึงการเพิ่มแผ่นเหล็กยึดด้วยสลักยึดเพื่อเสริมคอร์ด

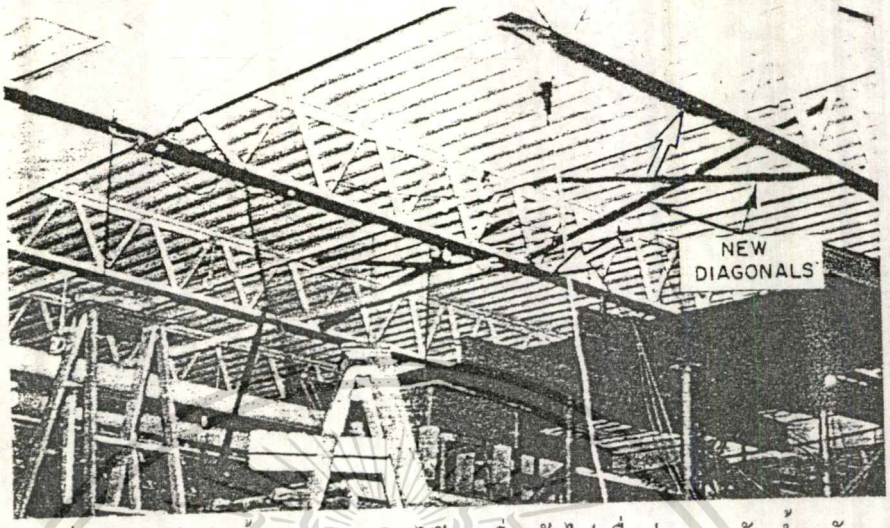
2. การเพิ่มเหล็กแนวทะแยงให้มากขึ้น เพื่อทำให้มีตัวต้านทานแรงมากขึ้น

ซึ่งวิธีที่ 2 นี้ได้ถูกนำมาใช้ รูปที่ 2.4.58 การออกแบบโดยอาศัยเหตุการณ์ของการวิบัติของตงหนึ่งและตงใกล้ ๆ เพื่อช่วยในการรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้น วิธีการดังกล่าวจะส่งผลกระทบเป็นลูกโซ่ หรือ การพังอย่างต่อเนื่องกันเพื่อเป็นการหลีกเลี่ยงเหตุการณ์ดังกล่าวจึงต้องทำให้สามารถเกิดการพังเฉพาะที่ได้และสามารถแก้ไขได้ง่ายขึ้น

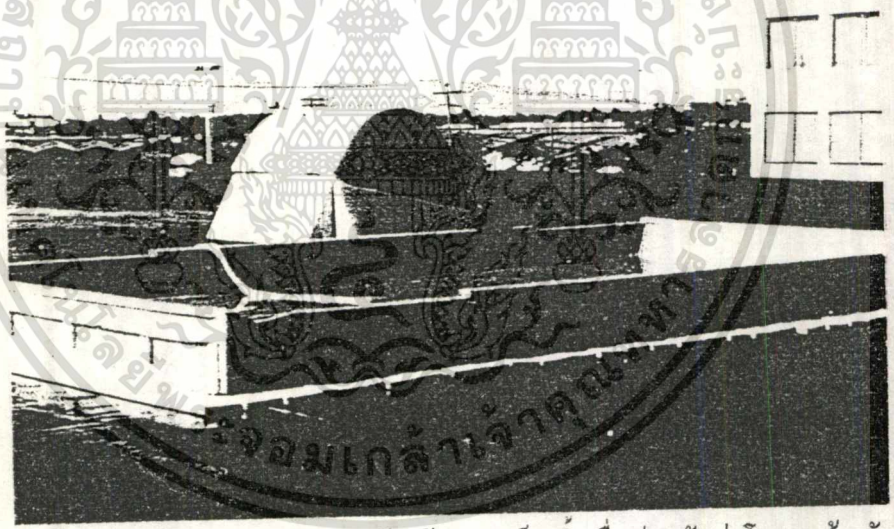
รูปแบบทางคอมพิวเตอร์ได้ช่วยสนับสนุนความเป็นไปได้ของพฤติกรรมของโครงสร้างหลังจากทำการซ่อมแซมแล้ว ซึ่งได้สมมุติการวิบัติของตงเดียวซึ่งใช้เท่าขนาดจริง และมีการทดสอบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การรับน้ำหนักในที่ (รูปที่ 2.3.58) ซึ่งได้มีการวัดการแอ่นตัวเพื่อเก็บข้อมูลใช้สนับสนุนผลการวิเคราะห์จากคอมพิวเตอร์



รูปที่ 2.3.57 เหล็กค้ำยันแนวทแยงได้ถูกเพิ่มเข้าไปเพื่อช่วยรองรับน้ำหนักของหลังคารวมทั้งการเพิ่มแผ่นเหล็กที่ คอร์ดล่างเพื่อเป็นการแบ่งรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นเป็นการหลีกเลี่ยงการขยายตัวของการวิบัติ



รูปที่ 2.3.58 การทดสอบโครงสร้างด้วยการเก็บน้ำเพื่อประกันว่าโครงสร้างรับน้ำหนักได้จริง หลังจากซ่อมแซมแล้ว

การป้องกัน

1. ในการออกแบบรอยเชื่อมไม่ควรออกแบบให้รอยเชื่อมมีขนาดใหญ่เกินไปเพราะ รอยเชื่อมขนาดใหญ่ ต้องมีการเชื่อมทับกันหลายครั้ง จึงเป็นการเพิ่มความเสี่ยงการเกิดการแตกร้าวภายในรอยเชื่อม และเกิดการวิบัติขึ้นแก่โครงสร้างส่วนดังกล่าว

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

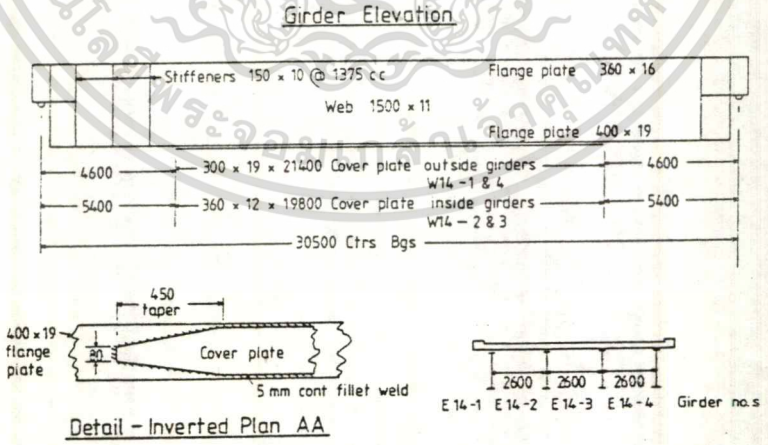
2. สำหรับเหล็กที่มีการขึ้นรูปแบบรีดเย็นแล้ว ควรจะให้มีหน้าตัดรับแรงใหญ่กว่าหน้าตัดที่คำนวณได้ เพราะเหล็กประเภทนี้จะมีการแตกร้าวภายในสูงโดยเฉพาะเมื่อได้รับความร้อนจากรอยเชื่อม

3. ควรมีการตรวจสอบรอยเชื่อมทั้งในห้องแล็ป และในสนามด้วยเครื่องมือตรวจสอบเฉพาะเพื่อเพิ่มความมั่นใจได้ว่า รอยเชื่อมดังกล่าวสมบูรณ์

2.3.2.4.5 การวิบัติของสะพาน King 's Bridge

สะพาน King is Bridge ใน Melbourne เป็นตัวอย่างหนึ่งของการวิบัติเมื่อมีการใช้สะพาน สะพานดังกล่าวเปิดใช้ในปี 1961 แต่เพียง 15 เดือน หลังจากนั้นคือในวันที่ 10 กรกฎาคม 1962 ก็เกิดการวิบัติขึ้นเนื่องจากการแตกแยกของส่วนโครงสร้างเหล็ก (brittle tracture) ขณะมีรถยนต์น้ำหนัก 45 ตันวิ่งบนสะพาน การวิบัติดังกล่าวป้องกันได้เพียงการทำผนังกั้นพื้นที่ของช่วงคานสะพานไม่ให้ถูกอากาศภายนอกที่ต่ำมาก จากการสำรวจได้แสดงให้เห็นว่ามีการวิบัติที่คล้ายกันนี้เกิดขึ้นในช่วงคานสะพานตัวอื่น ๆ ด้วย

ตอม่อของสะพานยังคงอยู่ในสภาพดี โครงสร้างด้านบนประกอบด้วย ช่วงสะพานหลาย ๆ ช่วง แต่ละช่วงจะมีคานเหล็กประกอบ 4 ตัว ยาว 30 เมตร และด้านบนเป็นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก รูปที่ 2.3.59 แสดงลักษณะของคานดังกล่าวซึ่งปีกคานด้านล่าง ของคานเหล็กประกอบด้วยแผ่นเหล็กขนาด 400*19 มม. และเพื่อเป็นการรองรับโมเมนต์บิดได้มากขึ้นได้มีการเพิ่ม cover plate ขนาด 300*19 มม. หรือ 360*12 มม. Cover plate ประกบติดกับปีกคานด้วยการเชื่อมแบบพอก (tiilet weld) รอบแผ่น



รูปที่ 2.3.59 แสดงลักษณะของคานและตำแหน่งคานของสะพาน King's Bridge

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แบบของเหล็กกำหนดให้ใช้เหล็ก BS.968 : ปี 1941 และได้ปรับปรุงขึ้นเป็น BS 4360 Grade 50 โดย BS 968 นี้จะใช้ป้องกันการแตกร้าวสำหรับอุณหภูมิต่ำ ๆ แต่ตามแบบของสะพานไม่ได้กำหนดใช้เหล็กชนิดดังกล่าว และทั้งผู้คุมงานก่อสร้างและผู้ตรวจสอบก็ขาดความเข้าใจเกี่ยวกับการเชื่อมเหล็กประเภท high-strength steel ซึ่งเหล็กชนิดนี้ต้องระมัดระวังในการเชื่อมเป็นพิเศษกว่าเหล็กธรรมดาทั่วไป และผู้เชื่อมขณะนั้นก็ขาดความชำนาญเกี่ยวกับการเชื่อมเหล็ก

การเชื่อมตามแนวยาวของ Cover plate กระทำก่อนที่จะเชื่อมปิดที่ปลาย Cover plate ที่ยาว 80 มม. ดังนั้นเมื่อทำการเชื่อมปิดตามแนวขวางของคานที่ปลาย Cover plate จึงทำให้มีแรงดันด้านที่ผิวสัมผัสระหว่างเหล็กกับรอยเชื่อมทำให้เกิดรอยร้าวในรอยเชื่อมที่บริเวณดังกล่าวและขยายไปยังปีกคาน ซึ่งรอยร้าวตามขวางนี้เป็นจุดอ่อนของคานที่เห็นได้ชัดเจนมากกว่ารอยร้าวตามแนวยาว ซึ่งรอยเชื่อมตามขวางดังกล่าวไม่มีผลต่อการรับกำลังของคานเลยเมื่อเทียบกับรอยเชื่อมตามแนวยาวโดยไม่จำเป็นต้องเชื่อมก็ได้ ในการตรวจสอบการเชื่อมของคานดังกล่าวได้กระทำก่อนที่จะมีการเชื่อมตามแนวขวางจึงไม่พบเห็นรอยร้าว

การเชื่อมตามขวางดังกล่าวมีผลทำให้เกิดรอยร้าวขึ้นในแผ่นเหล็กปีกคานและรอยร้าวขยายตัวไปยังแผ่นเหล็กประกบ และยังเกิดรอยร้าวขึ้นจากขบวนการชุบสีรองพื้นก่อนที่คานดังกล่าวจะถูกนำออกจากโรงงาน ซึ่งจากการตรวจสอบรอยร้าวจะพบว่า สีรองพื้นดังกล่าวซึมเข้าไปในรอยร้าวจากด้านที่ไม่ได้มีการเชื่อม ตลอดความหนาของแผ่นเหล็กปีกคาน ก่อนที่จะนำคานออกจากโรงงาน ซึ่งลักษณะดังกล่าวนี้ทำให้ทราบว่าเกิดรอยร้าวขึ้นก่อนที่จะมีการเปิดใช้สะพานดังกล่าว

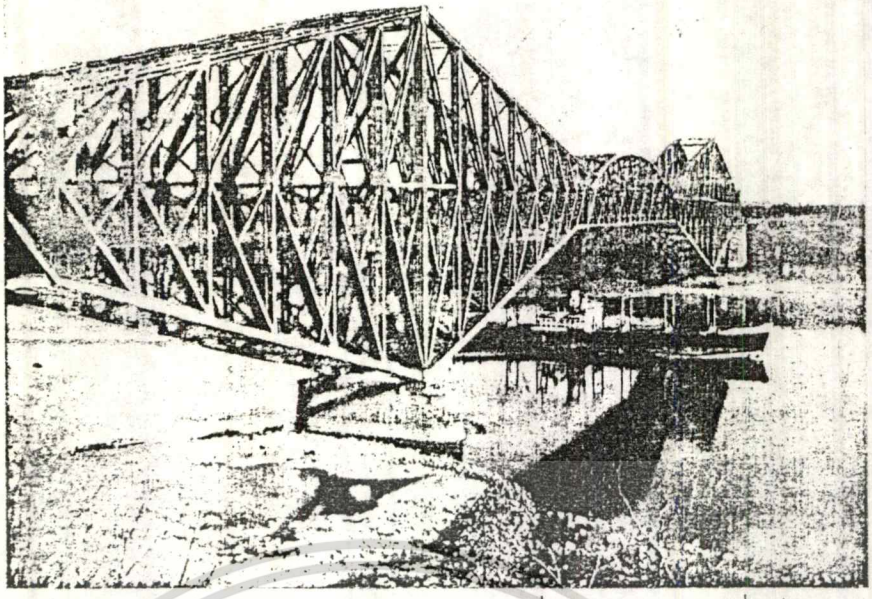
ซึ่งสิ่งเหล่านี้ล้วนมีผลจากขาดการตรวจสอบที่เข้มงวดจากผู้ตรวจ ในช่วงสะพานที่มีการวิบัติ รอยร้าวได้ขยายไปในปีกคาน เป็นผลให้เกิดการแตกแบบเปราะ (brittle fracture) และความล้าของปีกคานที่รับแรงดึง ซึ่งรอยร้าวยังได้ขยายไปถึงครึ่งหนึ่งของแผ่นเหล็กส่วนเอว (Webs) ซึ่งนำไปสู่การวิบัติรวมทั้งโครงสร้างในวันที่ 10 กรกฎาคม 1962

2.3.2.5 การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกิดจากการออกแบบน้ำหนักบรรทุกไม่เหมาะสมหรือผิดผลาด

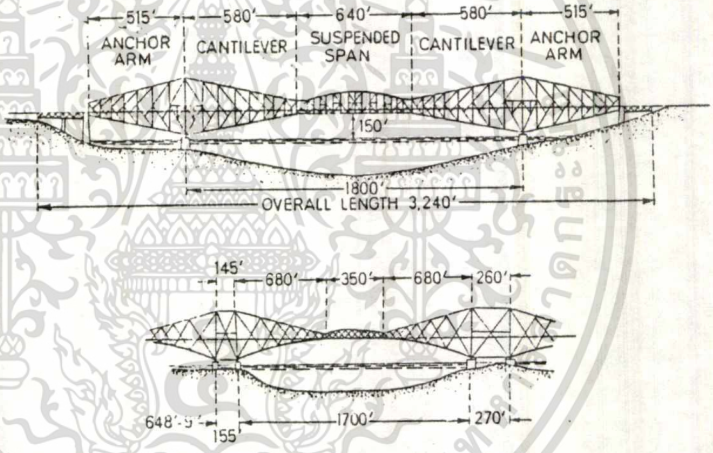
2.3.2.5.1 การวิบัติของ Quebec Bridge

การก่อสร้างสะพาน Quebec Bridge เริ่มขึ้นในปี 1904 (รูปที่ 2.3.61) โครงสร้างได้ถูกออกแบบให้รองรับทางรถไฟ 2 ราง โดยมีช่วงกลางสะพานยาว 1600 ฟุต การก่อสร้างฐานรากและโครงสร้างส่วนบนพื้นดินได้สำเร็จลุล่วงไปและได้มีการแก้ไขโครงสร้างให้ช่วงกลางสะพานยาวเพิ่มขึ้นเป็น 1800 ฟุต และไม่ได้มีการลดความลึกและขนาดของฐานรากซึ่งก็ต้องการเพียงทำให้สะพานมีช่วงยาวที่สุดในโลก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.60 โครงสะพาน Quebec Bridge ซึ่งเปิดในปี 1917 ซึ่งเป็นสะพานที่มีช่วงยื่นยาวที่สุดในโลก ช่วงสะพาน 1800 ฟุต ซึ่งยาวกว่าช่วงสะพาน Forth Bridge 90 ฟุต ตามรูป 2.3.61

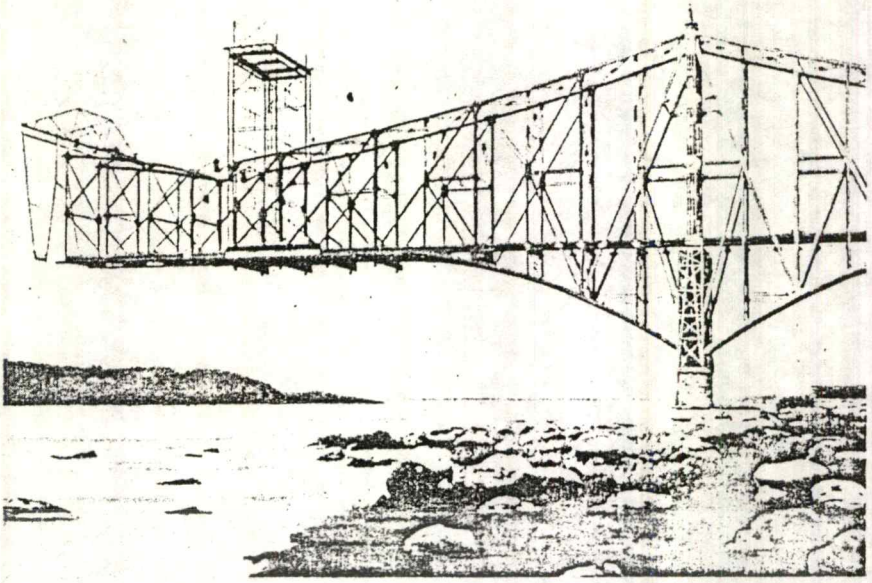


รูปที่ 2.3.61 การเปรียบเทียบระหว่างสะพาน Quebec Bridge (ข้างบน) และ Forth Bridge (ด้านล่าง)

Theodore Cooper ในเวลานั้นได้เป็นผู้ที่มีความชำนาญและมีประสบการณ์หลายปีในงานก่อสร้างสะพานซึ่งเขามีอายุเกือบ 70 ปี และมีสุขภาพที่ไม่ดี ดังนั้นเขาจึงไม่สามารถที่จะมาดูงานในสถานที่ก่อสร้างสะพานขณะติดตั้งโครงสร้างเหล็ก ซึ่งทำให้เกิดความไม่เชื่อถือของคนงานที่ทำงานในสถานที่ก่อสร้าง

แต่ทุกอย่างก็ไปได้ดี จนกระทั่งช่วงสะพานยึด (anchor span) และช่วงสะพานยื่น (cantilever arm) ทางด้านใต้ของสะพานได้ติดตั้งเสร็จเรียบร้อย Cantilever arm ที่ยื่นออกมาเพื่อยึดแขวนสะพานช่วงกลางได้สังเกตุพบว่าแผ่นเหล็กส่วนเอวของชิ้นส่วนคอร์ดล่างที่รับน้ำหนักมากที่สุดใกล้ tower ได้เกิดการโก่งงอ และเป็นสิ่งที่ดีที่จะรีบสรุปสาเหตุของการโก่งงอนั้น

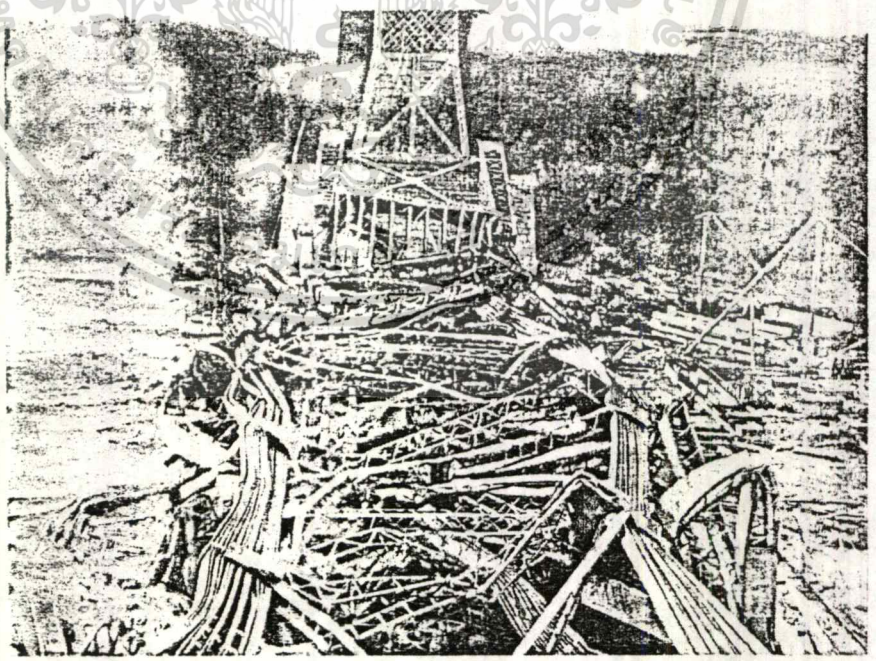
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.62 แสดงการต่อเชื่อมโครงสะพานก่อนการวิบัติเพียงไม่นาน

Cooper ได้รู้เกี่ยวกับการโก่งงอนี้ และเขาต้องการหาว่ามันเกิดขึ้นได้อย่างไร ซึ่งมันอาจจะนำไปสู่ การวิบัติของสะพานแห่งนี้ก็ได้ ทำให้เขารู้สึกว่าการติดตั้งนั้นควรจะหยุดไว้ก่อน แต่ก็ไม่ได้รับความสนใจ ในขณะนั้นการโก่งงอได้เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วโดยเครนที่ใช้ในการติดตั้งได้เคลื่อนตัวไปยังส่วนถัดไปเพื่อทำการก่อสร้างต่อไป

ในเช้าของวันที่ 29 สิงหาคม ได้เกิดความเสียหายแก่สะพานประวัติศาสตร์แห่งนี้ เมื่อโครงเหล็กที่หนักประมาณ 9000 ตัน ได้พังลงมาในขณะที่มีคนงานทำงานอยู่บนสะพานประมาณ 86 คน และมีเพียง 11 คนเท่านั้นที่รอดมาได้ anchor arm ได้หักขาดใกล้ ๆ ตรงกลาง tower และ tower ก็ได้ล้มลง



รูปที่ 2.3.63 ภาพแสดงลักษณะทั่วไปหลังจากการวิบัติของสะพาน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาเหตุของการวิบัติ

การวิบัติเกิดขึ้นเนื่องจาก spliced joints ของส่วนรับแรงอัดที่ยังคงมีบางส่วนยังไม่ได้ปิดสนิท และไม่ได้ใส่หมุดย้ำ เหล็กยึดที่คอร์ดรับแรงอัดไม่แข็งแรงเพียงพอที่จะต้านทานการโก่งงอของแผ่นเหล็กส่วนเอวได้ และข้อผิดพลาดที่ไม่น่าให้อภัยได้ก็คือ การกำหนดค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) น้อยเกินไป ซึ่งถ้าสะพานดังกล่าวสามารถสร้างเสร็จก็ไม่สามารถรองรับปริมาณการจราจรบนสะพานได้เช่นกัน

จากปัญหาในการออกแบบจนเกิดการวิบัติ จำนวนมากข้างต้น จึงต้องมีการกำหนดการออกแบบเพื่อลดความผิดพลาดจากการออกแบบและเป็นแนวทางในการออกแบบของผู้ออกแบบ ซึ่งจะช่วยเพิ่มความปลอดภัยให้แก่โครงสร้างและลดการเกิดหรือไม่เกิดการวิบัติขึ้นอีกในอนาคต โดยควรมีการพิจารณาการออกแบบได้ดังนี้

2.3.3.การออกแบบส่วนของโครงสร้าง ข้อแนะนำในการออกแบบส่วนโครงสร้างหลักต้องพิจารณาดังต่อไปนี้

1. ศึกษาลักษณะการใช้ประโยชน์ของอาคาร หรือประเภทของอาคาร เพื่อเลือกว่าควรออกแบบโครงสร้างเป็นแบบ Bearing-wall Construction สำหรับโครงสร้างชั้นเดียว หรือ Skeleton Construction สำหรับโครงสร้างหลายชั้น หรือ Long-span Construction เป็นต้น

2. การหาหน่วยแรงที่กระทำกับโครงสร้าง เช่น dead load , live load หรือ wind load เป็นต้น และหน่วยแรงอื่น ๆ ที่มีผลกระทบต่อโครงสร้าง เช่น หน่วยแรงอันเกิดจากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ หน่วยแรงอันเกิดจากการสั่นสะเทือน เป็นต้น ซึ่งการกำหนดค่าแรงดังกล่าวถ้าผิดพลาดหรือละเลย จะส่งผลต่อโครงสร้างอย่างมาก เช่น ถ้ากำหนดหน่วยแรงบรรทุกคงที่ผิดต้องทำให้โครงสร้างวิบัติลงมา เช่น เหตุการณ์ที่เกิดขึ้นกับสะพาน Quebee Bridge ครั้งที่ 1 และความผิดพลาดดังกล่าวเป็นสิ่งที่แย่มากสำหรับผู้ออกแบบ

สำหรับน้ำหนักบรรทุกจร(live load)วิศวกรควรคาดเดาถึงการใช้สูงสุดในอนาคตรวมถึงการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ ดังนั้น ถ้าไม่สามารถควบคุมการใช้ประโยชน์ของอาคารได้แล้ว ควรกำหนดน้ำหนักบรรทุกจรให้มากที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้ เพื่อความปลอดภัยดังเช่น การวิบัติที่เกิดขึ้นที่ Hyatt Regency Hotel ซึ่งมีการเปลี่ยนแปลงการใช้ประโยชน์ของอาคาร สำหรับการกำหนด ถ้าน้ำหนักกระทำจากแรงลม(wind load)โดยมากแล้ววิศวกรจะกำหนดค่าดังกล่าวโดยดูจากสถิติในอดีต การกำหนดค่าแรงลมถ้าสูงมาก ๆ จะทำให้สิ้นเปลืองโดยใช่เหตุ และสำหรับหน่วยแรงรองเช่นแรงอันเกิด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ การสั่นสะเทือนจากการจราจร การเคลื่อนไหวของเครื่องจักรภายในอาคาร เช่น ลิฟท์ ก็ต้องนำมาพิจารณา เพราะหน่วยแรงเหล่านี้สามารถทำให้เกิดการแตกร้าวในโครงสร้างเหล็กหรือรอยเชื่อมได้ ซึ่งรอยร้าวดังกล่าวทำให้กำลังในชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กลดลงจนเกิดการวิบัติแก่โครงสร้าง

3. การกำหนดอัตราส่วนปลอดภัย(factor of safety) ซึ่งในการคำนวณสูตรการคำนวณจะพิจารณาไว้แล้ว เช่น ในส่วนโครงสร้างรับแรงดึง จะกำหนด $F_t = 0.6Fy$ ดังนั้นอัตราส่วนปลอดภัยจะเท่ากับ 1/0.6 = 1.67 เป็นต้น

4. การคำนวณหาค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในโครงสร้างแต่ละส่วนเพื่อเลือกชนิดและขนาดที่เหมาะสมของเหล็กรูปพรรณที่มีอยู่ แล้วเพื่อประกอบขึ้นรูปให้สามารถต้านทานต่อโมเมนต์ดัด แรงในแนวแกนหรือแรงรวมทั้งโมเมนต์ดัดและแรงในแนวแกน หรือแรงเฉือนโดยการออกแบบนี้จะแตกต่างกันตามชนิดของแรงที่กระทำ

การพิจารณาการแอ่นตัวของโครงสร้าง เนื่องจากการแอ่นตัวที่มากก็เป็นสาเหตุหนึ่งของการวิบัติได้ ซึ่งตาม AISC code ได้กำหนดให้การโก่งของคานไม่เกิน L/360 ดังนั้น บางครั้งการออกแบบหน้าตัดของโครงสร้างอาจใช้การแอ่นตัวเป็นตัวกำหนดขนาดของชิ้นส่วน เช่น โครงสร้างแบบ Long-span Construction ซึ่งจากปัญหาการแอ่นตัวดังกล่าวได้เป็นสาเหตุของการวิบัติที่ IRS warehouse

5. การออกแบบรอยต่อ เพื่อความเหมาะสมของโครงสร้างและความสามารถถ่ายแรงได้ รอยต่อดังกล่าวจึงต้องมีความแข็งแรง และต้องง่ายต่อการประกอบและการทำงานโดยรอยต่อนี้จะแตกต่างกันขึ้นอยู่กับตำแหน่งของรอยต่อ และประเภทรอยต่อ เช่น รอยต่อคานยึดกับเสา ซึ่งรอยต่อชนิดนี้ต้องรับทั้งโมเมนต์และแรงเฉือนดังนั้นการออกแบบจึงต้องแข็งแรงพอรับแรงทั้งสองโดยการออกแบบรอยต่อต้องคำนึงถึง

1.ต้องมีความแข็งแรงพอ

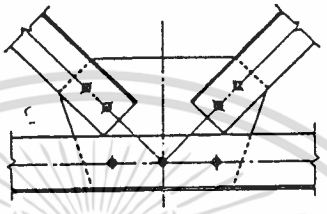
2.ต้องมีสตีฟเนสพอที่จะคงตำแหน่งสัมพันธ์ของชิ้นส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้าง

3.ต้องมีความประหยัดและง่ายต่อการประกอบ

การเลือกชนิดของการต่อก็มีผลต่อโครงสร้างเช่นเดียวกันกับการเลือกรอยต่อ เช่น บริเวณที่มีชิ้นส่วนหลายชิ้นมาพบกัน ถ้าเลือกการต่อโดยการเชื่อมแล้วจะทำให้บริเวณดังกล่าวถูกพอกด้วยรอยเชื่อมให้หนามากจนกลายเป็นจุดบอด(dead point)ของโครงสร้าง ซึ่งจะเกิดรอยแตกร้ายและวิบัติในที่สุด และสำหรับรอยต่อที่ถาวรและมีการสั่นสะเทือนเป็นประจำไม่ควรใช้การต่อโดยใช้สลักเกลียว เพราะเมื่อเวลาผ่านไประยะหนึ่งจะทำให้สลักเกลียวอาจคลายออก เป็นเหตุให้เกิดการวิบัติตามมา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการออกแบบรอยต่อของชิ้นส่วนแต่ละชิ้นที่รวมกันที่จุดเดียวกันต้องออกแบบให้แนวแรงกระทำในแต่ละชิ้นส่วนที่รอยต่อตัดกันที่จุดเดียวกัน และถ้าหน่วยแรงดังกล่าวเกิดการเยื้องศูนย์ จะทำให้เกิดหน่วยแรงที่สูงมากบริเวณรอยต่อซึ่งถ้าไม่สามารถหลีกเลี่ยงปัญหานี้ได้ ในการออกแบบให้มีแผ่นเหล็กประกับเสริมความแข็งแกร่งของรอยต่อดังกล่าว หรือการออกแบบ ให้มีความแข็งแรงของรอยต่อดังกล่าวเพียงพอกับหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากการ
เยื้องศูนย์ดังกล่าว



รูปที่ 2.3.64 แสดงการออกแบบให้แรงในแนวแกนที่จุดตัดที่เกิดขึ้นของโครงข้อหมุน

6. การออกแบบค้ำยันทางข้าง โครงสร้างค้ำยันทางข้างใช้ในการป้องกันแรงกระทำทางราบ เช่น แรงลม หรือแรงจากแผ่นดินไหว ซึ่งถ้าค้ำยันนี้ไม่เพียงพอก็จะทำให้โครงสร้างพังได้ นอกจากการป้องกันแรงกระทำทางราบแล้ว bracing ยังช่วยให้โครงสร้างรวมเป็นโครงสร้างเดียวกัน เพิ่มความมั่นคงแก่โครงสร้าง

7. การออกแบบส่วนโครงสร้างอื่น ๆ เช่น พื้น , ผนัง หรือกำแพง เป็นต้น ซึ่งในโครงสร้างอาจจะออกแบบให้พื้นแข็งแกร่งสามารถเสริมแรงต้านทานแรงลมให้แก่โครงสร้าง กำแพงก็เป็นส่วนสำคัญของโครงสร้างเหล็กประเภท bearing-wall Construction โดยกำแพงประเภทนี้จะออกแบบเพื่อให้สามารถต้านทานแรงทางข้าง ซึ่งในการก่อสร้างเพื่อโครงสร้างเหล็กได้ถูกประกอบเรียบร้อยแต่กำแพงยังไม่ได้ถูกสร้างขึ้น โครงสร้างดังกล่าวจะไม่สามารถรับแรงทางข้างได้ ดังนั้นขณะก่อสร้างจำเป็นต้องทำค้ำยันชั่วคราวเพื่อต้านทานแรงลมซึ่งผู้ออกแบบควรแนะนำการออกแบบให้กับผู้รับเหมา

8. การออกแบบฐานราก เช่นเดียวกับอาคารทั่วไป โดยพิจารณาแรงกระทำที่ถ่ายลงแต่ละฐานราก แตกต่างกันเพียงการยึดเสากับฐานราก ซึ่งฐานรากของโครงสร้างเหล็กต้องมีการฝังสลักยึดไว้เพื่อใช้ยึดเสากับฐานราก สำหรับการใช้สลักเกลียว และต้องทาบแผ่นเหล็กที่เชื่อมขอยึดติดกับแผ่นฝังในคอนกรีต สำหรับการยึดฐานเสาโดยการเชื่อม

9. การออกแบบรอยต่อเพื่อการขยายตัว (expansion joint) สำหรับโครงสร้างเหล็กแล้วการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิจะมีผลกระทบต่อการเคลื่อนที่ของชิ้นส่วนต่าง ๆ ความแตกต่างของการเคลื่อนตัวนี้จะทำให้เกิดหน่วยแรงที่สูงมาก โดยเฉพาะโครงสร้างที่อยู่กลางแจ้งสัมผัสกับอากาศโดยตรง ดัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

นั้นการออกแบบให้มี expansion joint จะช่วยลดปัญหาดังกล่าวและลดความเสี่ยงในการวิบัติของอาคาร ซึ่งการออกแบบรอยต่อนี้จะมีความสำคัญกับโครงสร้างอย่างมาก โดยตรงพิจารณากับตำแหน่งของรอยต่อและชนิดของรอยต่อ ซึ่งตำแหน่งและชนิดของรอยต่อไม่เหมาะสมก็จะทำให้เกิดการวิบัติ เช่น การวิบัติที่ New York City Stadium ได้ใช้รอยต่อแบบ slottedholes แต่รอยต่อดังกล่าวเกิดการยึดแน่นจึงไม่สามารถลดหน่วยแรงที่เกิดจากการเคลื่อนที่ที่แตกต่างกันได้ และรอยต่อแบบ slot hole นี้เป็นที่นิยมสำหรับโครงสร้างเหล็ก ดังนั้นผู้ออกแบบควรมีการป้องกันการยึดแน่นของรอยต่อแบบนี้หรือหลีกเลี่ยงรอยต่อชนิดนี้เสีย

2.3.3.1 การออกแบบโครงสร้างหลังคา อาคารหลายแห่งที่เกิดการวิบัติขึ้นที่โครงสร้างหลังคา และนำไปสู่การวิบัติทั้งโครงสร้าง ซึ่งการออกแบบโครงสร้างหลังคาที่ผิดพลาด เช่น การระบายน้ำฝนหลังคา การค้ำยัน จุดบกพร่องในส่วนต่าง ๆ เหล่านี้ เป็นสาเหตุของการวิบัติโครงสร้างหลังคา ดังนั้นในการออกแบบโครงสร้างหลังคาจึงควรดำเนินในหัวข้อต่อไปนี้

1. การเลือกประเภทของโครงหลังคา โดยดูจากความเหมาะสมของโครงสร้าง เช่น โครงหลังคาแผ่นเรียบ หรือ โครงหลังคาแบบจั่ว

2. การหาน้ำหนักกระทำที่โครงหลังคา เช่น น้ำหนักของวัสดุมุง แป หรือ โครงสร้างอื่นที่ยึดกับโครงหลังคา หรืออุปกาณ์และเครื่องมือต่าง ๆ ซึ่งชิ้นส่วนอื่นที่ยึดกับโครงหลังคานี้ส่วนมากจะถูกละเลยจากผู้ออกแบบ ทำให้เมื่อติดตั้งหรือประกอบโครงสร้างแล้วทำให้โครงสร้างหลังคาวิบัติลงมาในทันที

น้ำหนักกระทำด้านข้างเช่นแรงลม ต้องมีการคำนวณหาเพื่อจะสามารถออกแบบโครงหลังคาให้สามารถต้านทางแรงลมได้ โดยการใช้ bracing

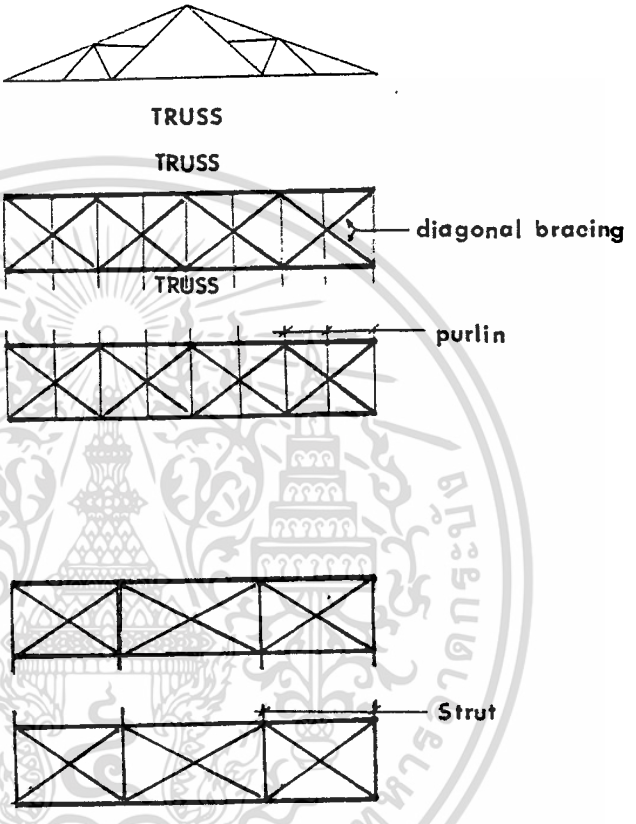
3. การออกแบบโครงทรัส เพื่อรองรับหลังคาสำหรับโครงข้อหมุนรูปจั่ว (Gableed truss) โครงข้อหมุนที่นิยมใช้ได้แก่ โครงข้อหมุนคิงค์(King post truss)และโครงข้อหมุนฟิ้งค์(Fing truss) โดยต้องพิจารณาตามชนิดของแรงที่กระทำ โดยชิ้นส่วนที่รับแรงอัด ต้องพิจารณาสัมประสิทธิ์ความชะลูก (L/r) ประกอบ เพื่อป้องกันการโก่งตัวของชิ้นส่วนดังกล่าว และชิ้นส่วนที่รับแรงดึงต้องพิจารณากับรูปร่างของชิ้นส่วนเป็นสำคัญ โดยการวิบัติที่เกิดขึ้นจากการออกแบบส่วนนี้มักจะเกิดกับชิ้นส่วนที่รับแรงอัดเนื่องจากการโก่งงอทางข้าง (blucking)

4. การออกแบบการแอ่นตัวของโครงหลังคาเพื่อไม่ให้มีการแอ่นตัวของโครงหลังคามากเกินไป ดังนั้นการออกแบบจึงต้องให้มีระยะยกขึ้นช่วงกลางโครงเหล็กดังกล่าว ซึ่งจะมากหรือน้อยก็ขึ้นกับ span และชนิดของโครงข้อหมุนที่เลือกใช้ โดยเมื่อนำโครงดังกล่าวมาติดตั้งแล้วโครงข้อหมุนก็จะแอ่น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวลงจนอยู่ในระดับเท่ากับน้ำหนักของตัวมันเองและวัสดุมุงหลังคา การออกแบบโดยไม่คำนึงถึงระยะแอ่นตัวนี้ทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างหลังคาเป็นจำนวนมาก

5. การออกแบบค้ำยันในโครงหลังคาโดยการกำหนดการค้ำยันขึ้น ซึ่งโดยมากแล้วการค้ำยันโครงหลังคาจะยึดค้ำยันดังรูป



รูปที่ 2.3.65 แสดงการค้ำยันในโครงหลังคา

การออกแบบค้ำยันเพื่อต้านทานแรงลมจะทำการกำหนดน้ำหนักกระทำทางราบตรงโครงข้อหมุน 1 ตัว เพื่อหาแรงกระทำต่อ bracing แต่ละตัวโดยพิจารณาเฉพาะส่วนที่ต้องรับแรงดึงเท่านั้นส่วนเหลือกอีกชิ้นหนึ่งให้พิจารณารับแรงดึงเมื่อแรงลมปะทะในทิศ
ทางตรงข้าม เนื่องจากพิจารณาให้ bracing รับเฉพาะแรงดึง ดังนั้นจึงไม่ต้องคำนึงถึงการโก่งงอทางข้าง(blucking)

6. การออกแบบแป(purlin) แปทำหน้าที่รับน้ำหนักของวัสดุมุงหลังคาและแรงลมโดยตรง ระยะห่างระหว่างแปขึ้นอยู่กับวัสดุที่ใช้มุง การเลือกหน้าตัดของแปต้องคำนึงถึงข้อกำหนดที่กำหนดไว้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

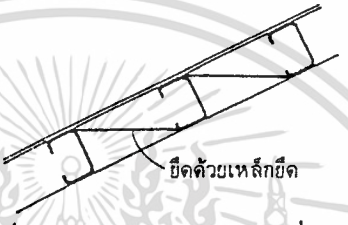
โดย ความลึกของแปไม่น้อยกว่า L/45 และหน้าตัดโมดูลัสของแปไม่น้อยกว่า $WL/1.8 \times 10^{-3}$ ในหน่วย cm. และความกว้างของแปต้องไม่น้อยกว่า

L/60 เมื่อ

L = ระยะทางระหว่างจุดรองรับ

W = น้ำหนักกระจายบนแป KN

สำหรับการออกแบบโครงหลังคาที่มีความลาดชันมาก ๆ จะต้องระมัดระวังเรื่องความลาดเอียงของแปด้วย ซึ่งความไม่มั่นคงต่อแรงบิดของแปเหล็กรูปราง สามารถป้องกันได้ด้วยการใช้เหล็กเส้นมาช่วยยึดดังแสดงในรูปที่ 2.3.66



รูปที่ 2.3.66 เหล็กเสริมแปเพื่อป้องกันแรงบิด

ในการต่อแปไม่ควรให้รอยต่อดังกล่าวอยู่ในแนวเดียวกันเพราะจะทำให้เป็นจุดอ่อนของโครงสร้าง ควรให้มีการเหลื่อมหรือสลับรอยต่อเป็นการป้องกันจุดอ่อนที่เกิดกับโครงสร้าง

7. การออกแบบการยึดโครงหลังคากับที่รองรับ สำหรับโครงสร้างชั้นเดียวแล้วจะมีผนังคอนกรีตรองรับแทนเสา ซึ่งเป็นโครงสร้างประเภท Bearing-wall Construction โดยการยึดโครงหลังคาจะยึดปลายหนึ่งให้อยู่กับที่ (hing) และอีกปลายหนึ่งสามารถเคลื่อนที่ได้ (roller) ซึ่งปลายด้านที่เคลื่อนที่ได้นิยมออกแบบเป็น Slotted holes เพื่อจำกัดการเคลื่อนที่ของโครงหลังคาไม่ให้เกิดขึ้นมากเกินไป ผู้ออกแบบบางคนมักละเลยในส่วนนี้ คือการวางปลายด้านที่เคลื่อนที่ได้ไว้บนกำแพงหรือเสาอย่างมากเพราะเมื่อโครงหลังมีการแอ่นตัวมากจะทำให้เกิดแรงผลักยึดกำแพงให้ล้มลงได้เป็นสาเหตุของการวิบัติ ที่เกิดขึ้นมี Sem Industrial Building จากสาเหตุการแอ่นตัวของโครงหลังคานี้ ถ้า slotted holes ที่เพื่อสำหรับการเคลื่อนที่น้อยไปหรือเกิดการยึดแน่น ซึ่งจะทำให้เกิดแรงผลักการะทำกับที่ปลายเสาหรือกำแพงดังกล่าวทำให้เสาหรือกำแพงวิบัติได้

8. การออกแบบรอยต่อ รอยต่อในโครงสร้างหลังคามักนิยมใช้การต่อโดยหมุดย้ำ และการเชื่อมจะไม่นิยมใช้สลักเกลียวเพราะมีความเสี่ยงที่สลักเกลียวจะคลายออกและทำให้เกิดการวิบัติแก่โครงสร้างดังกล่าว เนื่องจากโครงข้อหมุนจะประกอบด้วยชิ้นส่วนหลายชิ้นส่วน ดังนั้นการออกแบบจึงต้องให้แนวแกนของแต่ละชิ้นส่วนติดกันที่จุด ๆ เดียวกัน ถ้าไม่เช่นนั้นแล้วจะเกิดหน่วยแรงที่สูงมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บริเวณรอยต่อนี้ และเป็นอันตรายต่อโครงสร้าง ภาพแสดงลักษณะของการวิบัติที่ใช้หมุดย้ำและการเชื่อม

9. การออกแบบระบบระบายน้ำบนหลังคา จำเป็นอย่างยิ่งสำหรับหลังคาแผ่นเรียบ ซึ่งต้องมีการกำหนดตำแหน่งของรางระบายน้ำ ปริมาณการระบายน้ำเพื่อทันต่อปริมาณน้ำฝนสูงสุดที่เกิดขึ้น โดยการกำหนดตำแหน่งของรางระบายน้ำ ถ้าอยู่บริเวณที่สูงของหลังคาก็จะทำให้ลดประสิทธิภาพการระบายน้ำลง เช่นอยู่บริเวณหัวเสา ซึ่งเมื่อมีการแอ่นตัวของโครงสร้างแล้วตำแหน่งหัวเสาจะเป็นตำแหน่งที่สูงของหลังคา ทำให้ไม่สามารถระบายน้ำฝนได้ดีพอ เกิดการสะสมของน้ำบนหลังคา ซึ่งจะเพิ่มน้ำหนักให้แก่โครงหลังคาจะไม่สามารถรับได้และวิบัติลงมา ดังเช่นการวิบัติของ IRS warehouse

สำหรับหลังคารูปจั่วแล้วไม่มีปัญหามากสำหรับการระบายน้ำเนื่องจากความเอียงของหลังคาทำให้เกิดการไหลของน้ำอย่างรวดเร็ว ไม่มีการสะสมของน้ำบนหลังคา แต่ต้องคำนึงถึงขนาดของรางระบายน้ำให้สามารถระบายน้ำจากหลังคาทันโดยไม่เกิดการสะสมที่บริเวณดังกล่าว

เมื่อออกแบบส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างหลังคาเรียบร้อยแล้ว ก็ควรมีการเขียนแบบโครงสร้างและแบบขยายเพื่อที่จะนำไปใช้ในการก่อสร้าง ในการเขียนแบบนั้นจะต้องชัดเจนถูกต้องตามที่คำนวณ เพราะโครงสร้างจำนวนมากก็เกิดจากความไม่ชัดเจนของแบบและรายละเอียด ผู้ที่เขียนแบบก็ต้องมีความเข้าใจในประเภทของโครงสร้างนี้ด้วยเพื่อไม่ให้เกิดการเข้าใจผิด จนนำไปสู่การวิบัติของอาคารและโครงสร้างหลักได้ เช่นในกรณีของ Hyatt Regency Hotel

2.3.4 การออกแบบรอยต่อของโครงสร้างเหล็ก

ลักษณะการต่อของชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็ก มีด้วยกัน 3 ลักษณะคือ

1. Simple connection ซึ่งรอยต่อประเภทนี้จะทำให้ชิ้นส่วนรับแรงในแนวแกนเท่านั้น โดยข้อควรระวังสำหรับการต่อโครงสร้างประเภทนี้ได้แก่ การเยื้องศูนย์หรือแนวแรงในแต่ละชิ้นส่วนที่ต่อเข้าในรอยต่อดังกล่าว ไม่ตัดกันที่จุด ๆ เดียว ทำให้มีหน่วยแรงเพิ่มมากในบริเวณรอยต่อ และเป็นสาเหตุของการวิบัติของโครงสร้าง เช่นเดียวกับที่เกิดกับโครงหลังคาของ Midwestorn University basketball arena

2. Semi-Rigid connection การต่อโครงสร้างแบบนี้รอยต่อจะกึ่งยึดแน่นคือ เมื่อมีแรงกระทำไม่มาก รอยต่อดังกล่าวจะมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับ Simple connection ซึ่งจะมีแรงเกิดขึ้นในแนวแกนของชิ้นส่วนเท่านั้น ไม่สามารถถ่านผ่านโมเมนต์และแรงเฉือนไปยังชิ้นส่วนอื่นได้ หรือที่ถ่ายได้แต่น้อยมาก แต่เมื่อรอยต่อดังกล่าวมีแรงกระทำมาก รอยต่อจะสามารถถ่ายผ่านโมเมนต์และแรงเฉือนได้เช่นเดียวกับ Rigid Connection รอยต่อประเภทนี้ได้แก่ การต่อโดยการใช้สลักเกลียวหรือหมุดยึด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

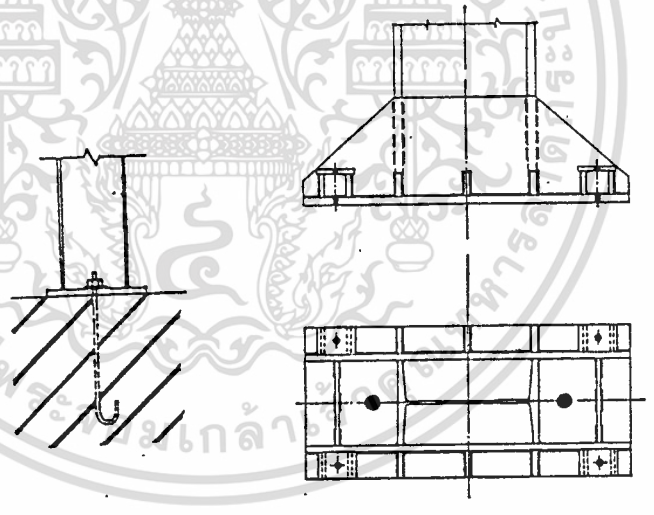
3. Rigid connection การต่อแบบนี้จะสามารถถ่ายผ่านโมเมนต์และแรงเฉือนระหว่างชิ้นส่วนได้ ซึ่งการต่อแบบนี้ทำให้โครงสร้างรับน้ำหนักกระทำได้มากขึ้น รอยต่อประเภทนี้ได้แก่ การต่อโดยวิธีการเชื่อม โดยทั่วไปแล้วเชื่อกันว่าจุดต่อแบบยึดแน่น ซึ่งมีกีกรีของตัวไม่ทราบค่า(degree of redundancy)สูง จะทำให้โครงสร้างนั้นมีความมั่นคงได้มากขึ้น

ดังนั้นในการออกแบบรอยต่อส่วนต่าง ๆ ของอาคารผู้ออกแบบควรจะกำหนดคุณสมบัติของรอยต่อ เพื่อให้เหมาะสมทางโครงสร้างและความมั่นคงของโครงสร้าง

2.3.4.1 ประเภทของรอยต่อที่ใช้ในงานก่อสร้าง

1.รอยต่อของเสากับฐานราก

เป็นรอยต่อที่ใช้ถ่ายแรงแนวดิ่งจากโครงอาคารลงสู่ฐานราก นอกจากนี้ยังต้องทนทานต่อแรงเฉือนแนวราบในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวหรือแรงลม ถ้าขาดการเอาใจใส่ที่เพียงพอแล้ว จะทำให้เกิดปัญหาในการทำงานมากเพราะเป็นการต่อส่วนที่เป็นคอนกรีตเสริมเหล็กคือ ฐานรากและโครงสร้างเหล็ก ลักษณะของรอยต่อแสดงดังรูป



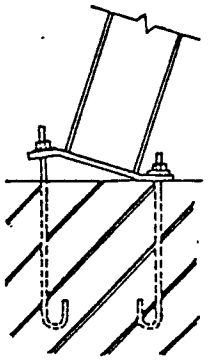
รูปที่ 2.3.67 แสดงรอยต่อระหว่างเสากับฐานราก

a) รอยต่อแบบหมุนได้

b) รอยต่อที่สามารถถ่ายโมเมนต์

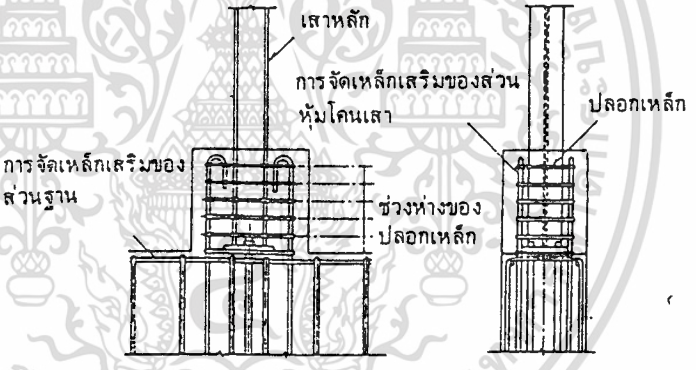
การวิบัติของฐานรากดังกล่าวจะเกิดขึ้นจากแรงกระทำทางเข้าที่สูงมากจนดึงสลักเกลียวที่ฝังในฐานรากคอนกรีตจนหลุดออก ดังที่เกิดขึ้นกับ Arverne Nursing Home

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.68 แสดงลักษณะการวิบัติของรอยต่อที่ฐานรากกับเสา

ฐานเสาอีกประเภทหนึ่งที่ใช้ในการออกแบบโครงสร้างคือ ฐานเสาแบบยึดแน่นโดยวิธีหุ้มโคนเสา(root-covering) ซึ่งส่วนโคนเสาดังกล่าวจะมีความแข็งแกร่ง(rigidity) สูงมากซึ่งการออกแบบต้องคำนึงถึงดังนี้ คือ ส่วนที่หุ้มโคนเสา จะต้องมีความลึกมากกว่า 3D เมื่อ D คือ ความกว้างของเสา และต้องมีตัวยึดต่อ (stud) เชื่อมติดกับโคนเสาเพื่อให้เสาเป็นอันหนึ่งอันเดียวกับคอนกรีตที่ล้อมรอบ ดังรูป



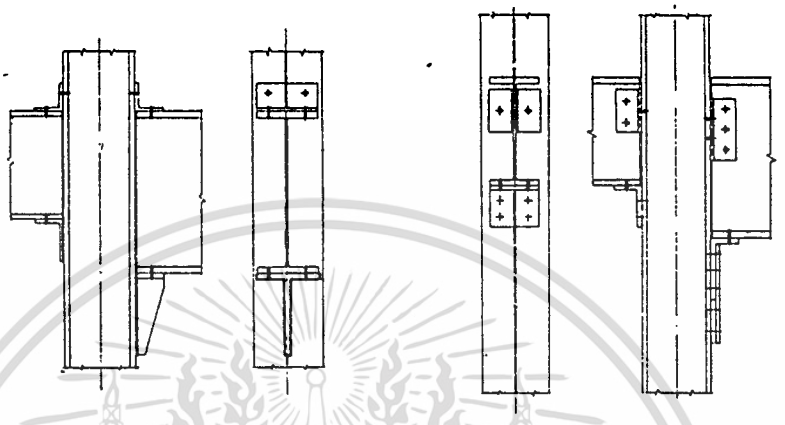
รูปที่ 2.3.69 แสดงรอยต่อฐานรากกับเสาแบบหุ้มโคนเสา

2.รอยต่อของคานกับเสา

รอยต่อนี้จะทำหน้าที่ถ่ายแรงจากคานไปยังเสา ซึ่งโมเมนต์และแรงเฉือนจากปลายคานทั้ง 2 ข้างของรอยต่อจะถ่ายไปยังรอยต่อ และรอยต่อนี้ต้องมีกำลังและความแข็งแกร่ง(rigidity) เพียงพอในกรณีที่โครงสร้างต้องมีความต้านทานต่อแรงลมและแรงเนื่องจากแผ่นดินไหว ดังเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นกับ Industrial park warehouse ความสามารถในการต้านทานต่อแรงจากแผ่นดินไหวของโครงสร้างเหล็กซึ่งขึ้นอยู่กับรอยต่อถึงแม้ว่าโครงสร้างจะประกอบด้วยองค์อาคารเหมือนกันดังรูปที่ แต่โครงสร้างที่ออกแบบรอยต่อเป็นแบบยึดแน่น ที่มีดีกรีของตัวไม่ทราบค่า (degree of redundancy) สูงจะมีความต้านทานต่อแรงด้านข้างได้สูงกว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความแข็งแกร่งและกำลังของรอยต่อเป็นสิ่งที่จำเป็นที่สุดที่จะทำให้โครงสร้าง นั้นมีความทนทานต่อแรงทางข้าง ดังนั้น รอยต่อของเสา-คาน ไม่ควรมีหน้าที่เพียงเชื่อมต่อโครงสร้างอาคารเท่านั้น แต่ต้องเป็นสารประกอบที่คอยทำให้เกิดความต้านทานแรงลมและแรงจากแผ่นดินไหวให้แก่โครงข้อแข็งนั้นด้วย



รูปที่ 2.3.70 แสดงประเภทของรอยต่อระหว่างเสา-คาน ที่ใช้ในโครงสร้างเหล็ก

3.รอยต่อในคานและเสา

การกำหนดตำแหน่งของจุดต่อในเสา และคาน ประกอบด้วยเงื่อนไข 3 ประการคือ

1.หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคาร

2.อยู่ในตำแหน่งที่ทำงานได้ง่าย

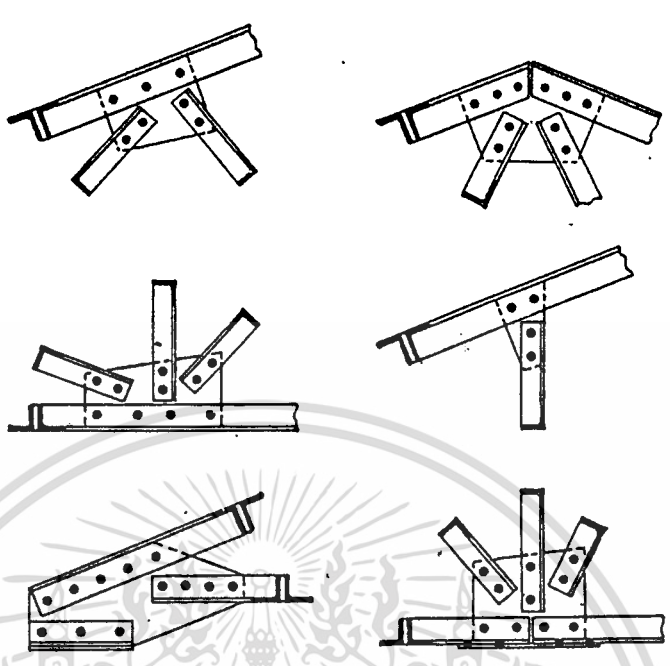
3.เงื่อนไขการขนส่ง

โดยหลักการแล้วจุดต่อควรอยู่ในตำแหน่งที่มีหน่วยแรงเกิดขึ้นน้อย ๆ เช่นจุดดัดกลับ ซึ่งเป็นจุดที่มีค่าโมเมนต์เป็นศูนย์ในเสาและคาน สำหรับเสาจุดต่อมักอยู่ที่ตำแหน่งสูงจากหลังคาประมาณ 1 เมตร เพื่อความสะดวกในการทำงาน และเงื่อนไขของการขนส่งอาจจะเป็นตัวกำหนดความยาวของโครงสร้างเหล็กเสาและคาน

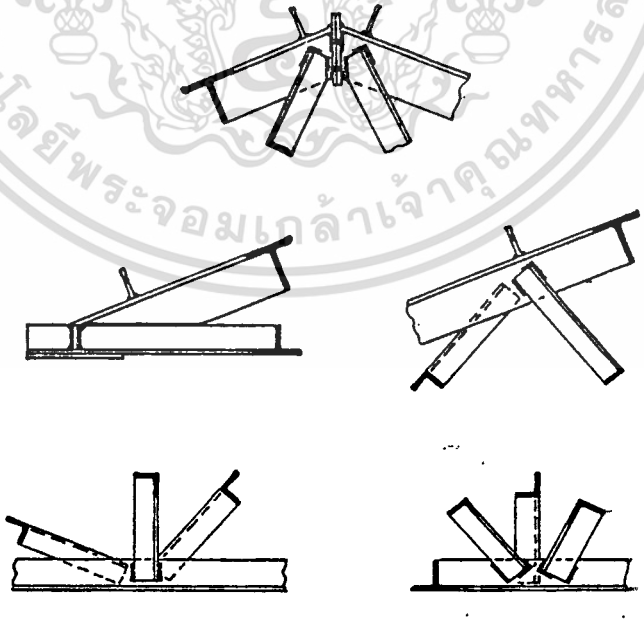
การออกแบบรอยต่อดังกล่าว จะใช้ส่วนปีก(flange)ในการรับโมเมนต์ และใช้ส่วนเอว (web) รับแรงเฉือน ส่วนแรงตามแนวแกนจะใช้พื้นที่ของปีกและเอว

4.รอยต่อในโครงสร้างข้อหมุน ในการออกแบบจะสมมติให้จุดต่อเป็นแบบหมุนได้ นั่นคือ จุดต่อไม่สามารถรับโมเมนต์ได้ ซึ่งในทางปฏิบัติจุดต่อแบบหมุนได้จริง ๆ นั้นใช้น้อยมาก จุดต่อดังกล่าวจะประกอบด้วย สลักเกลียวกำลังสูงตั้งแต่ 2 ตัวขึ้นไป และแผ่นประกับ(gusset plate) หรือทำโดยการเชื่อม ในการออกแบบต้องทำให้แกนของชิ้นส่วนมีจุดตัดกันที่จุดเดียวกันมิฉะนั้นจะเกิดโมเมนต์และแรงเฉือนที่สูงมากตรงรอยต่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.71 แสดงรอยต่อของโครงข้อหมุน (truss) โดยใช้ Riveted หรือ Bolted



รูปที่ 2.3.74 แสดงรอยต่อของโครงข้อหมุน (truss) โดยการเชื่อม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รอยต่อในโครงข้อหมุนนี้ ควรคำนึงถึงแผ่นประกับให้มีความหนาเพียงพอเพื่อให้มีความแข็งแกร่งของรอยต่อ ต้านแรงกระทำทางข้างเพราะถ้าแผ่นเหล็กดังกล่าวมีความหนาไม่เพียงพอ จะทำให้เกิดการโก่งงอทางข้างได้และนำไปสู่การวิบัติของโครงสร้าง ดังเหตุการณ์ที่เกิดขึ้นที่ Hyatt Buick Building

2.3.4.2 การออกแบบงานเชื่อมที่ใช้ในการก่อสร้าง

การเชื่อมเป็นวิธีหนึ่งที่ใช้ในการต่อโครงสร้างเหล็กที่นิยมใช้กันในปัจจุบัน ซึ่งเชื่อว่า รอยเชื่อมจะให้ความแข็งแรงแก่โครงสร้างสูง ถ้าปราศจากความบกพร่องในรอยเชื่อม แต่จากการวิบัติของโครงสร้างเหล็กที่เกิดขึ้น แสดงให้เห็นว่า การที่จะได้รอยเชื่อมที่สมบูรณ์นั้น กระทำได้ยากมาก ซึ่งผู้ออกแบบต้องศึกษาสาเหตุดังกล่าวเพื่อการปรับปรุงและแก้ไขการออกแบบรอยเชื่อมให้ได้รอยเชื่อมที่ดีที่สุด สามารถถ่ายแรงในชิ้นส่วนโครงสร้างได้ตามที่ต้องการ

ดังนั้นสิ่งที่ผู้ออกแบบรอยเชื่อมต้องคำนึงถึงคือ ความแข็งแรงของรอยต่อ โดยวิธีการเชื่อม ซึ่งประกอบด้วย

1.ความแข็งแรงสถิตย์ (static strength)

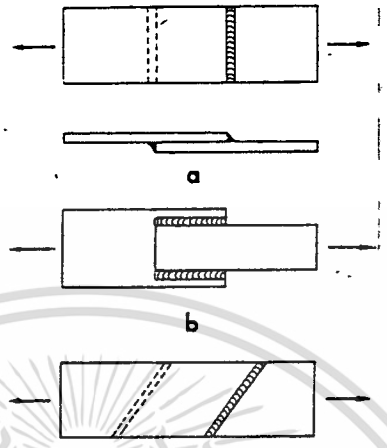
1.1 คุณสมบัติต้านทานแรงดึง คุณสมบัติต้านทานแรงดึงของรอยต่อเชื่อมขึ้นอยู่กับคุณสมบัติเชิงกลของเนื้อโลหะพื้นฐาน , บริเวณที่ได้รับอิทธิพลจากความร้อน(heat affected zone)เนื้อโลหะเชื่อม(weld metal)หรือ เนื้อโลหะเติม(deposit metal)และคุณสมบัติพลวัต(dynamic characteristic) พอรอยต่อซึ่งเปลี่ยนแปลงไปตามรูปทรงของรอยต่อและความเค้นภายในรอยต่อ องค์ประกอบที่มีความแข็งแรงต่ำสุดในบรรดาที่กล่าวมาทั้งหมด จะเป็นตัวกำหนดคุณสมบัติต้านแรงดึงของรอยเชื่อม

1.1.1 คุณสมบัติต้านแรงดึงของรอยต่อชน ความต้านทานแรงดึงของรอยต่อชนจะเท่ากับของโลหะพื้นฐาน ถ้าเลือกใช้วัสดุในการเชื่อม(welding material) ที่เหมาะสมและทำการเชื่อมได้ผลดีเป็นที่น่าพอใจ ในทางปฏิบัติตะเข็บเชื่อมของรอยต่อชนอาจนูนสูงมากกว่าผิวหน้าของเนื้อโลหะพื้นฐาน ส่วนที่นูนสูงขึ้นมาเรียนว่าส่นเสริมความแข็งแรงของแนวเชื่อม ความสูงนี้ควรน้อยกว่า 3 มม. ซึ่งจะเกิดความเครียดสูงในบริเวณนี้

สำหรับในบริเวณที่อยู่ติดกับแนวเชื่อมจะมีการรวมจุดความเครียดเพียงเล็กน้อยและมีความเค้นคงเหลือ ซึ่งเกือบไม่มีผลต่อความแข็งแรงของรอยเชื่อมแบบต่อชน ในส่วนของสภาพบกพร่องจากการเชื่อมในบริเวณรอยเชื่อมนั้นการแตกร้าวมีผลมากที่สุดที่จะทำให้ความแข็งแรงของรอยเชื่อมลดลงมากที่สุด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.1.2 คุณสมบัติด้านแรงดึงของรอยต่อแบบฟิลเลท การเชื่อมรอยต่อแบบฟิลเลทจะเกิดในการเชื่อมระหว่างรูปตัวที (T) , รอยต่อซ้อน (strapped joint) รอยต่อมุม(corner joint) เป็นต้น และอาจแบ่งได้เป็น 3 ประเภท ดังรูป



รูปที่ 2.3.73 ชนิดของรอยเชื่อมแบบฟิลเลท

(a) รอยเชื่อมแบบฟิลเลทด้านหน้า

(b) รอยเชื่อมแบบฟิลเลทด้านข้าง (c) รอยเชื่อมแบบฟิลเลทเอียง

ความเค้นที่เกิดขึ้นในรอยเชื่อมแบบฟิลเลทจะมีลักษณะซับซ้อนกว่าความเค้นที่เกิดในรอยเชื่อมแบบต่อชน และจะเกิดการรวมจุดความเค้น (stress connection) ที่บริเวณส่วนล่างของรอยเชื่อม หรือที่บริเวณขอบรอยเชื่อมที่ต่อกับเนื้อโลหะงาน

ในกรณีของรอยเชื่อมแบบฟิลเลทความแข็งแรงของรอยเชื่อมมักจะลดลง ถ้าความหนา (throat thickness)เพิ่มขึ้น เพราะจะเกิดการรวมจุดความเครียด(strain connection)ขึ้นที่บริเวณส่วนล่างของรอยเชื่อม เช่น จากรอยเชื่อมที่มีความหนา(throat thickness) 5 มม. ถ้าเพิ่มความหนาขึ้น 1 มม. ความแข็งแรงจะลดลง 4 % ดังนั้นการออกแบบรอยเชื่อมพอกที่ใหญ่มากก็จะเป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างได้ และในการเชื่อมแบบฟิลเลทด้านข้าง ความเค้นที่เกิดขึ้นในบริเวณเชื่อมส่วนใหญ่จะเป็นความเค้นเฉือน (shearing stress) ความเค้นเฉือนนี้จะมีปริมาณมากที่สุดที่ปลายตะเข็บเชื่อม(load end) ซึ่งเมื่อแรงดึงมีค่าสูงมาก การแตกเริ่มต้นจากส่วนปลายสุดของรอยเชื่อม และแตกเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ เข้ามาตามแนวการเชื่อม ดังนั้นจึงต้องมีการเชื่อมอ้อมปลายสำหรับการเชื่อมด้านข้างนี้ ความต้านทานการแกนร้าว (tracture strength) ของรอยเชื่อมแบบนี้จะต่ำกว่าของรอยเชื่อมแบบฟิลเลทด้านหน้า

1.2. ความแข็งแรงของเนื้อโลหะเชื่อม (Strength of weld metal)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการเชื่อมรอยต่อของเหล็กโครงสร้าง เนื้อโลหะเชื่อม(weld metal)จะมีความต้านทานแรงดึง(tensile strength) และความเหนียว (toughness) เท่ากับหรือสูงกว่าเนื้อโลหะพื้นฐาน(base metal) เสมอ

2.ความเหนียว (Toughness)

ความต้านทานการปิดตัวที่จะเกิดจากแรงกระแทกเรียกว่า ความเหนียว (toughness) ความเหนียวของเนื้อโลหะจะลดลงถ้าอุณหภูมิแวดล้อมต่ำลง และจะลดลงมากทันที เมื่ออุณหภูมิลดต่ำลงถึงจุดหนึ่ง การที่เนื้อโลหะมีความเหนียวลดลงทันทีนี้เรียกว่า ลักษณะแปรเปลี่ยน (transition characteristic) เมื่ออุณหภูมิลดลงต่ำกว่าจุดดังกล่าว วัสดุจะเกิดการแตกร้าวตามแบบที่เรียกว่า การแตกแบบเปราะ(brittle fracture) ซึ่งเป็นสาเหตุของการวิบัติของโครงสร้างเหล็กที่สัมผัสกับอากาศภายนอก เช่น สะพาน สนามกีฬา เป็นต้น

3.ความเค้นที่ยอมให้เกิดขึ้นได้(AllowableStress)และค่าประกอบความปลอดภัย (Safety factor)

ค่าสูงสุดของความเค้นที่ยอมให้เกิดขึ้นจะเป็นค่าที่ใช้ในการออกแบบเพื่อการก่อสร้าง ค่าความเค้นนี้เป็นค่าสูงสุดในช่วงที่เป็นที่ทราบอย่างแน่ชัดว่า ปลอดภัยตามคุณสมบัติเชิงกลของเนื้อโลหะพื้นฐาน ,เนื้อโลหะเชื่อม ,ลักษณะของแรงกระทำ และลักษณะของการต่อค่าความเค้นที่ยอมให้เกิดขึ้นได้จะต้องเปลี่ยนไปตามความสำคัญ ความแน่ใจหรือลักษณะการใช้สิ่งก่อสร้างด้วย โดยทั่วไป จะกำหนดให้มีค่าประมาณ 0.8 กับ 1.0 เท่าของค่าความต้านทานแรงดึง(tensile stength) ของโลหะพื้นฐาน ในการออกแบบชิ้นโครงสร้างที่จะประกอบโดยการเชื่อมความเค้นที่คำนวณว่าจะเกิดขึ้นจะต้องมีค่าต่ำกว่าค่าความเค้นที่ยอมให้เกิดขึ้นได้

4.ประสิทธิภาพของรอยต่อ (Joimt efficiency)

ประสิทธิภาพของรอยต่อมีความสำคัญในการคำนวณ ค่าความเค้นที่ยอมให้เกิดขึ้นได้ในรอยเชื่อม โดยกำหนดเป็นตัวประกอบซึ่งใช้แสดงการลดลงของค่าความเค้นที่ยอมให้เกิดขึ้นได้ในเนื้อโลหะพื้นฐาน ค่าของตัวประกอบจะขึ้นอยู่กับวัสดุเชื่อมที่ใช้,วิธีการเชื่อม,การตรวจสอบและลักษณะการใช้งานของรอยต่อ เช่นรอยต่อที่รับทั้งโมเมนต์บิดและแรงเฉือนพร้อมกันจะทำให้กำลังของรอยเชื่อมลดลงเป็นผลให้เกิดการวิบัติขึ้นได้ดังในกรณีของ NewYork Broadcasting headquarters

องค์ประกอบที่มีผลต่อประสิทธิของรอยต่อ มีดังนี้

1.วัสดุที่ใช้ในการเชื่อม

2.วิธีการเชื่อม

3.สิ่งแวดล้อมในการเชื่อม และท่าของการเชื่อม เช่น เชื่อมภายในสนามหรือในโรงงาน เชื่อมในแนวราบ ,เชื่อมเหนือศรีษะ หรือ เชื่อมในแนวตั้ง ฯลฯ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.การใช้ความร้อนช่วย เช่น การอบอ่อนเพื่อลดความเค้น ,การใช้ความร้อนก่อนทำการเชื่อม เป็นต้น

5.การแต่งรอยเชื่อม

6.ขบวนการแต่งผิว

7.วิธีการตรวจสอบ

8.ชนิดและขนาดของแรงกระทำ

9.สภาพบรรยากาศสภาพแวดล้อม เช่น อุณหภูมิของการใช้งาน,ความดัน,การผุกร่อน

2.3.4.3 ข้อแนะนำที่จะต้องพิจารณาในการออกแบบโครงสร้างที่ใช้ในการเชื่อม

1.การเลือกวัสดุ

1.1 โลหะพื้นฐาน(Base metal) สิ่งสำคัญที่สุดสิ่งหนึ่งคือจะต้องให้ข้อกำหนด(specification) อย่างละเอียดและชัดเจนตามความต้องการ การที่จะได้ข้อกำหนดอย่างชัดเจนดังนี้ จะต้องมีการตรวจสอบถึงลักษณะและขนาดของแรงภายนอกที่มากระทำต่อชิ้นโครงสร้าง สภาพแวดล้อมของการใช้งาน และจะต้องตรวจสอบให้แน่ใจว่า การก่อสร้างสามารถกระทำได้ในลักษณะที่ปลอดภัยเมื่อคิดถึงความเค้นที่เกิดขึ้นในส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้าง การระมัดระวังเหล่านี้จะทำให้โครงสร้างอยู่ในสภาพสมบูรณ์ไม่มีการแตกหักเกิดขึ้น และเมื่อกล่าวเฉพาะถึงโครงสร้างที่ใช้ในการเชื่อม สิ่งสำคัญคือ การกำหนดเลือกวัสดุ และวิธีการเชื่อมที่เหมาะสม เช่น ที่เกิดขึ้นกับ General manufacturing plant ซึ่งใช้โลหะ cold-formed โดยไม่ได้ศึกษาถึงการเชื่อมที่เหมาะสมทำให้เกิดการแตกร้าวขึ้น

1.2 วัสดุที่ใช้ในการเชื่อม(welding material) เพื่อที่จะให้ได้รอยเชื่อมที่มีคุณภาพตามต้องการ จะต้องเลือกชนิดของเนื้อโลหะพื้นฐาน และวัสดุที่ใช้ในการเชื่อม ให้เหมาะสมกับสภาพการใช้งานของโครงสร้าง การที่จะตัดสินใจเลือกได้อย่างเหมาะสมดังกล่าว ผู้ออกแบบโครงสร้างที่ใช้การเชื่อมจะต้องมีความรู้พื้นฐานเกี่ยวกับเทคนิคการเชื่อมใหม่ๆ และร่วมมือกับวิศวกรผู้ทำงารประกอบโครงสร้าง เพื่อเลือกให้ได้วัสดุ
ที่เหมาะสมที่สุด การเลือกวัสดุเชื่อมโดยพิจารณาจากคุณสมบัติเชิงกลเพียวอย่างเดียวอาจทำให้ได้วัสดุที่ไม่มีความเหมาะสมกับการใช้งานและอาจทำให้เกิดสภาพบกพร่องในการเชื่อมอีกด้วย เช่นการวิบัติที่เกิดขึ้นกับ Wolftrap Center และ General manufacturing plant

2.การบิดตัวและความเค้นคงเหลือ

สิ่งที่เกิดตามมาภายหลังการเชื่อมรอยต่อ คือการบิดตัวซึ่งเกิดในระหว่างวัฏจักรความร้อนของการเชื่อม ซึ่งเริ่มจากการที่เนื้อโลหะร้อนขึ้น หลอมละลาย แข็งตัว และเย็นตัวลง ในการที่โลหะหลอม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ละลายเย็นตัวลงจะเกิดการหดตัว แรงที่เกิดขึ้นซึ่งเป็นผลจากการหดตัวจะคงอยู่ภายในรอยเชื่อมทำให้เกิดเป็นความเค้นคงเหลือ

การบิดตัวและความเค้นคงเหลือเป็นสิ่งที่ไม่สามารถหลีกเลี่ยงได้ในการทำการเชื่อมและเป็นจุดอ่อนของการประกอบโครงสร้างโดยวิธีการเชื่อม ในการออกแบบโครงสร้างที่ใช้ในการเชื่อม จะต้องคำนึงถึงโอกาสที่จะเกิดและขนาดของสภาพบกพร่องทั้งสองแบบที่จะเกิดขึ้น ความเค้นคงเหลือจะช่วยเสริมให้เกิดการแตกแบบเปราะ(bittle fracture) และการแตกเนื่องจากความล้า(fatigue fracture) ซึ่งการป้องกันการแตกดังกล่าวนี้จะกล่าวในหัวข้อต่อไป

3.ขีดความสามารถของการเชื่อม

ขีดความสามารถในการเชื่อมของโรงงานผลิตเป็นตัวสำคัญที่จะทำให้โครงสร้างที่ใช้การเชื่อมมีคุณสมบัติตามที่กำหนดไว้ในการออกแบบ ผู้ออกแบบจะต้องมีความเข้าใจเป็นอย่างดี ถึงขนาดของอุปกรณ์และเครื่องมือเชื่อมที่มีใช้ในโรงงานและในสถานที่ติดตั้งและอุปกรณ์ที่เกี่ยวข้องกับการทำงานด้วยเช่น เครื่องมือตัด ,ประกอบ และอุปกรณ์ขนถ่ายวัสดุ รวมทั้งความสามารถของวิศวกร คนงาน การจัดการและการควบคุมการเชื่อม

4.ความยากง่ายของการเชื่อม

รอยต่อทุกแห่งควรอยู่ในตำแหน่งที่จะทำการเชื่อมได้สะดวก โดยจะต้องกระทำคือ

1.ตรวจดูว่าการเชื่อมจะกระทำได้โดยที่ขั้วไฟฟ้า(ลวดเชื่อม)อยู่ในท่าและมุมที่เหมาะสม

2.ตรวจดูว่าการเชื่อมจะสามารถตรวจสอบสภาพของประกายไฟได้

3.ตรวจดูว่าสามารถใช้ท่าเชื่อมปกติได้

ซึ่งเป็นไปได้ว่าเมื่อโครงสร้างมีลักษณะซับซ้อน มักจะมีการมองข้ามข้อควรระวังนี้ไปบางข้อและในเมื่อสภาพแวดล้อมของการเชื่อมไม่ดีก็จะทำให้ได้รอยเชื่อมที่มีคุณภาพไม่ดีพอไปด้วย ดังนั้นจึงจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องวางแผนเกี่ยวกับการเชื่อมเพื่อให้เป็นไปตามข้อควรระวังทั้งสามข้อนี้ และอีกประการหนึ่งคือ การออกแบบโครงสร้างและรอยเชื่อมจะต้องให้สามารถทำการทดสอบรอยเชื่อมแบบไม่ทำลายสภาพ เนื่องจากคุณภาพของโลหะเชื่อมจะต้องผ่านการทดสอบขั้นสุดท้ายโดยวิธีการทดสอบแบบไม่ทำลายสภาพ

5.การป้องกันการแตกของรอยเชื่อม

การป้องกันมิให้เกิดการแตกของรอยเชื่อม จะต้องกระทำในขั้นตอนของการออกแบบ และในขณะทำการเชื่อม วิธีการที่ควรกระทำในขั้นตอนของการออกแบบดังนี้

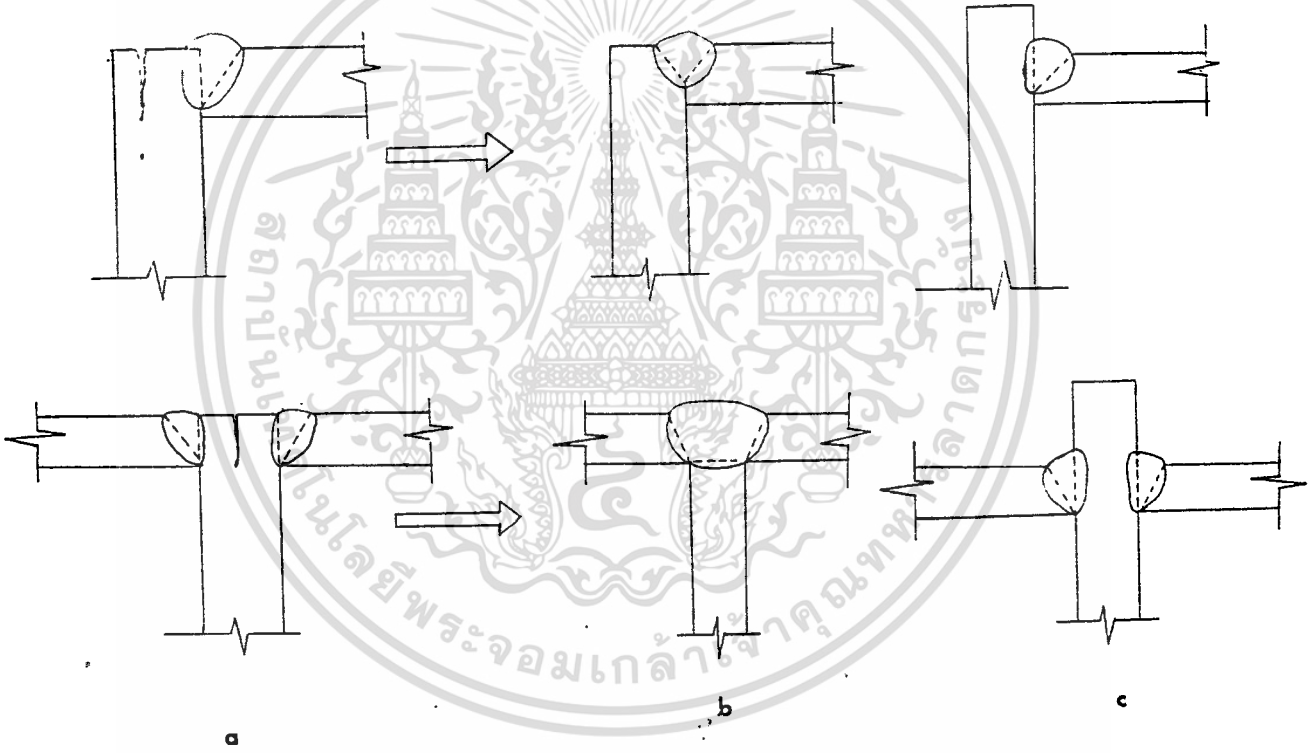
1.การเลือกใช้วัสดุที่มีคุณสมบัติทนการแตกได้ดี

2.ออกแบบรอยต่อให้เกิดการยึดตัวน้อยที่สุด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.หลีกเลี่ยงโครงสร้างแบบที่ทำให้เกิดมีระยะต่อสูงในขณะทำการประกอบโครงสร้างเพราะการเชื่อมรอยต่อที่มีระยะต่อมากดังกล่าวจะทำให้เกิดความเค้นภายในเป็นปริมาณมาก เนื่องจากเกิดมีแรงยึดตัว (restraining force) เป็นจำนวนมาก

4.กำหนดสัดส่วนรูปร่างของรอยต่อให้เหมาะกับลักษณะของวัสดุที่ใช้ สำหรับเหล็กกล้ารีด (rolled steel) จะมีคุณสมบัติเชิงกลต่ำในทิศทางของความหนา คุณสมบัติเชิงกลเหล่านี้จะยิ่งต่ำลงอีกถ้ามีสิ่งแปลกปลอมปนอยู่ในเนื้อโลหะซึ่งการออกแบบตามรูปที่ 2.3.74(a)เพราะจะเกิดการฉีกบริเวณขอบของรอยต่อเป็นผลจากความเค้นในทิศทางของความ
หนาในแผ่นวัสดุจึงควรเปลี่ยนเป็นแบบตามรูปที่ 2.3.74(b),(c)



รูปที่ 2.3.74 แสดงรอยต่อแบบป้องกันการฉีกขาด

6.การออกแบบรอยต่อ

การแตกร้าวของโครงสร้างที่ใช้การเชื่อมทุกครั้งพบว่า จะเริ่มต้นจากบริเวณรอยเชื่อม(weld zone) หรือบริเวณที่ได้รับอิทธิพลจากความร้อนในการเชื่อม(heat affected zone)ซึ่งในการออกแบบโดยมิได้คำนึงถึงคุณสมบัติการเชื่อม(weld ability)ของเนื้อโลหะและวิธีการเชื่อมที่จะใช้จะเป็นผลให้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ได้โครงสร้างที่มีคุณภาพไม่สมบูรณ์แม้ว่าการเชื่อมจะทำโดยช่างเชื่อมที่มีความชำนาญสูงก็ตาม คุณสมบัติการเชื่อม(weld ability)เป็นสิ่งที่จะต้องพิจารณาอย่างลึกซึ้งในการที่จะออกแบบให้ได้รอยต่อเชื่อมที่ดี

7.ราคา

หน้าที่ของผู้ออกแบบโครงสร้างคือ การออกแบบให้ได้โครงสร้างและข้อกำหนด (specificatin) ในการก่อสร้างที่ประหยัด การใช้วัสดุราคาถูก การลดปริมาณการใช้วัสดุ และการออกแบบโครงสร้างที่มีลักษณะไม่ซับซ้อน ซึ่งทำให้ใช้เวลาประกอบน้อยนับเป็นองค์ประกอบที่สำคัญมากในการลดค่าใช้จ่าย ซึ่งการออกแบบให้ได้โครงสร้างที่ดี แล้วให้เป็นไปตามองค์ประกอบที่กล่าวมาแล้วทั้งหมดด้วย อาจเป็นสิ่งที่ไม่สามารถกระทำได้นอกจากนั้นองค์ประกอบบางอย่างยังเป็นสิ่งที่ขัดกันเองอีกด้วยเช่นถ้าต้องการลดปริมาณวัสดุ
จำนวนรอยต่ออาจมากขึ้นทั้งนี้เนื่องจากการลดปริมาณวัสดุที่ใช้ทำโครงสร้าง ทำได้โดยการเปลี่ยนขนาดพื้นที่หน้าตัดของชิ้นโครงสร้างไปตามปริมาณความเค้นที่เกิดขึ้น การเปลี่ยนแปลงขนาดพื้นที่หน้าตัดบ่อยครั้ง ทำให้เกิดรอยต่อเชื่อมมากขึ้น หรือในกรณีที่ใช้โลหะราคาต่ำซึ่งมักจะมีคุณสมบัติการเชื่อม(weld ability) ต่ำด้วยโอกาสที่จะเกิดการแตกร้าวก็สูง

2.3.4.4 ข้อบกพร่องในการเชื่อมและวิธีการแก้ไข

2.3.4.4.1 การแตกแบบเปราะ(brittle fracture)

สาเหตุ

1.อุณหภูมิใช้งาน

2.คุณสมบัติที่อุณหภูมิต่ำของเหล็กกล้าและวัสดุที่ใช้ในการเชื่อม

3.การเกิดมีร่องเว้าหรือแอ่ง(สภาพบกพร่องในการเชื่อมเช่น รอยแตก ,การหลอมละลายไม่สมบูรณ์ หรือมีตะกรันปนอยู่ภายในรอยเชื่อม(slag inclusion)

4.ความเค้นคงเหลือปริมาณมาก หลังจากเชื่อมเสร็จ

5.การเสื่อมสภาพของวัสดุ หรือการที่คุณสมบัติของวัสดุเปลี่ยนไป เนื่องจากความร้อนในการเชื่อม

6.การเกิด การรวมจุดความเค้น(stress concentration)เนื่องจากโครงสร้างมีรูปร่างไม่เรียบร้อยหรือวัสดุไม่ต่อเนื่องกัน

7.ความผิดพลาดจากการประกอบ เช่น การบิดตัวเชิงมุม หรือประกอบอย่างไม่ถูกต้อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3.75 a) การบิดตัวเชิงมุม b) การประกอบไม่ได้แนว

การป้องกันและแก้ไข

1.ใช้เหล็กกล้าและวัสดุเชื่อมที่มีคุณสมบัติทนการแตกได้ดี

2.ออกแบบโครงสร้างมิให้เกิดการรวมจุดความเค้น (stress concentration)

3.ใช้วิธีการเชื่อมและควบคุมมิให้เกิดร่องเว้าหรือแอ่ง เช่น รอยแตกหรือร่องเว้าลึกขอบรอยเชื่อม (heavy undercut)

4.ใช้วิธีการเชื่อมและควบคุมมิให้เกิดการบิดตัวเชิงมุม หรือการประกอบไม่ตรงแนว (surface offset)

5.ใช้วิธีการเชื่อม และควบคุมมิให้เกิดการเสื่อมสภาพของวัสดุในบริเวณที่ได้รับความร้อนจากการเชื่อม

6.ใช้วิธีการเชื่อมที่จะลดความเค้นคงเหลือ เช่น พิจารณาเลือกลำดับในการวางแนวเชื่อม , การทดสอบความสามารถในการรับแรงดัน การอบอ่อนเพื่อลดความเค้น

2.3.4.4.2 ชิ้นงานบิด (Distortion)

สาเหตุ

1.รอยเชื่อมหดตัว ดึงชิ้นงานเข้าหากัน ทำให้ชิ้นงานเคลื่อนที่ไปจากตำแหน่งเดิม

2.ชิ้นงานได้รับความร้อนไม่สม่ำเสมอในขณะที่เชื่อมจึงทำให้ชิ้นงานบิดตัวและเป็นผลให้การควบคุมขนาดของชิ้นงานเชื่อมเป็นไปได้ยาก

การป้องกันและแก้ไข

1.ยึดชิ้นงานให้มั่นคง โดยการใช้อุปกรณ์การยึดหรือใช้วิธีการเชื่อมเป็นจุด

2.ใช้วิธีการเพิ่มช่องว่างสำหรับการหดตัวของชิ้นงาน

3.พยายามกระจายรอยเชื่อมให้สม่ำเสมอทั้งชิ้นงานซึ่งใช้วิธีเชื่อมประกอบ เพื่อป้องกันความร้อนเกิดขึ้นที่จุดใดจุดหนึ่งมากเกินไป หากโครงสร้างเชื่อมใหญ่ๆ บางที่ต้องใช้วิธีการอุ่นชิ้นงานเสียก่อน

4.บางทีการกำจัดความเครียดออกไปจากโลหะชิ้นงานซึ่งผ่านการจัด หรือการแปรรูปมาก่อนจะช่วยลดการบิดตัวได้

5.ศึกษาโครงสร้างที่จะเชื่อมก่อนแล้วจึงกำหนดขั้นตอนในการเชื่อม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.4.4.3 การโก่งตัวของแผ่นเหล็ก (warping of tin plates)

สาเหตุ

1.รอยเชื่อมหดตัว

2.ให้ความร้อนที่จุดใดจุดหนึ่งของรอยต่อมากเกินไป

3.การเตรียมรอยต่อไม่ดี

4.ขั้นตอนในการเชื่อมไม่ดี

5.การยึดชิ้นงานไม่ดี

การป้องกันและแก้ไข

1.เลือกรูปเชื่อมที่สามารถเชื่อมได้เร็ว และการซึมลึกปานกลาง

2.พยายามเชื่อมให้เร็ว เพื่อป้องกันไม่ให้ส่วนของชิ้นโลหะที่ติดกับรอยเชื่อมได้รับความร้อนสูงเกินไป

3.อย่าเว้นช่องว่างรอยต่อให้มากเกินไป

4.การยึดชิ้นงาน ยึดชิ้นงานให้ใกล้กับรอยเชื่อมมากที่สุด และใช้เหล็กประกอบด้านหลัง(back up bar) เพื่อให้รอยเชื่อมเย็นตัวได้เร็วขึ้น

5.ใช้ขั้นตอนในการเชื่อมเฉพาะอย่าง (Special welding sequence) เช่น เชื่อมย้อนกลับ (step back) เชื่อมเป็นตอน ๆ (skip)

6.ใช้ค้อนทุบขอบของแผ่นงานตรงรอยต่อให้บางลงเพื่อให้แผ่นงานยืดออก ดังนั้นพอหลังจากเชื่อมแล้วรอยเชื่อมจะขาดตัวทำให้ชิ้นงานเข้ารูปเดิม

2.3.4.4.4 ความเครียดในชิ้นงานที่เชื่อม

สาเหตุ

1.รอยต่อถูกยึดแน่นจนเกินไป

2.ขั้นตอนในการเชื่อมไม่เหมาะสม

3.ความเครียดอันเนื่องจากการเชื่อมจะมีอยู่ในรอยเชื่อมทุกรอย และจะเกิดมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งชิ้นงานหนา ๆ

การป้องกันและแก้ไข

1.ถ้าชิ้นงานเคลื่อนที่ได้มาก จะช่วยลดความเครียดในรอยเชื่อม

2.อย่าพยายามเชื่อมทับแนว ถ้าจำเป็นพยายามใช้แนวเชื่อมให้น้อยแนวที่สุด เท่าที่จะทำได้

3.เคาะรอยเชื่อมแต่ละรอย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.ใช้ขั้นตอนในการเชื่อมให้เหมาะสม ซึ่งยอมให้ชิ้นส่วนทุกชิ้นของโลหะชิ้นงาน มีอิสระในการเคลื่อนที่ได้นานที่สุดเท่าที่จะเป็นไปได้

2.3.4.4.5 รอยเชื่อมแตก (Cracked welds)

สาเหตุ

1.ชิ้นงานถูกยึดแน่นเกินไป

2.รอยเชื่อมเล็กเกินไปไม่เหมาะกับขนาดของรอยต่อของชิ้นงาน

3.ขั้นตอนในการเชื่อมไม่เหมาะสม

4.รอยเชื่อมไม่ดี (poor welds)

5.การเตรียมรอยต่อไม่ดี

การป้องกันและแก้ไข

1.ออกแบบโครงสร้างรอยเชื่อมและหาวิธีการเชื่อมที่เหมาะสมในอันที่จะขจัดรอยต่อที่ถูกยึดแน่นจนเกินไป

2.อย่าใช้แนวเชื่อมเล็กเกินไปกับชิ้นงานหนา ให้เพิ่มขนาดของรอยเชื่อมถ้าหากเป็นชิ้นงานหนา

3.ใช้ลำดับขั้นในการเชื่อมที่ทำให้เกิดส่วนปลายของชิ้นงานสามารถเคลื่อนที่ได้นานที่สุดเท่าที่จะทำได้

4.อย่าเชื่อมงานเป็นแนวเดียวยาวตลอด เชื่อมงานให้มีขนาดเท่าที่ต้องการเป็นแนวยาวประมาณ 8 - 10 นิ้ว

5.การอุ่นชิ้นงาน (Preheating)ก่อนเชื่อม บางทีจะช่วยได้มาก

6.การเตรียมรอยต่อของชิ้นงาน บางครั้งช่องว่างจะจำเป็นแต่ในบางกรณีก็อาจไม่จำเป็นต้องมีช่องว่างเลย

2.3.4.4.6 รอยเชื่อมที่ลักษณะปรากฏไม่ดี(Poor welding appearance)

สาเหตุ

1.เทคนิคในการเชื่อมไม่ดี กระแสไฟเชื่อมไม่เหมาะสม การส่ายลวดเชื่อมไม่ถูกต้อง

2.เป็นคุณสมบัติของฐูปเชื่อมบางชนิด

3.ท่าเชื่อมไม่ถูกต้องกับที่ได้กำหนดไว้สำหรับฐูปเชื่อมนั้น ๆ

4.เตรียมรอยต่อไม่ดีพอ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การป้องกันและแก้ไข

1.ต้องแน่ใจว่าได้ใช้เทคนิคในการเชื่อมเหมาะสมกับชนิดของลูปเชื่อมที่ได้

2.เลือกใช้ลูปเชื่อมให้เหมาะสมกับรอยเชื่อม

3.อย่าใช้ลูปเชื่อม ซึ่งใช้งานกับการเชื่อมแบบลง (down hand) กับรอยเชื่อมฟิลเลท ยกเว้นในกรณีที่ชิ้นงานติดอยู่กับที่

4.อย่าใช้กระแสมากเกินไป

5.ใช้วิธีการส่ายและเคลื่อนลวดเชื่อมอย่างสม่ำเสมอตลอดเวลา

6.เตรียมรอยต่อให้เหมาะสม

2.3.4.4.7 การหลอมละลายไม่ดี (Poor Fusion)

สาเหตุ

1.ขนาดของลูปเชื่อมไม่เหมาะสม

2.กระแสไฟไม่เหมาะสม

3.เทคนิคในการเชื่อมไม่ดี

4.การเตรียมรอยต่อไม่ดี

การป้องกันและแก้ไข

1.ในการเชื่อมร่องตัววี (V-groove)แคบ ๆ ควรใช้ลูปเชื่อมขนาดเล็กเพียงพอดี เพื่อว่าลูปเชื่อมจะสามารถเคลื่อนไปถึงกับรอยต่อได้

2.ตั้งกระแสไฟให้เหมาะสมกับงาน กระแสสูงสำหรับชิ้นงานหนา และกระแสต่ำสำหรับชิ้นงานบาง

3.ต้องแน่ใจว่า การส่ายลูปเชื่อม กว้างพอที่จะทำให้ขอบของรอยเชื่อมหลอมละลาย

4.เนื้อโลหะลูปเชื่อมควรจะมีความโน้มเอียงที่จะไหลลงไปในรอยต่อ ไม่ใช่พอกพูนขึ้นมาจากรอยต่อมากเกินไป

2.3.4.4.8 การซึมลึกไม่สมบูรณ์ (Incomplete Penetration)

สาเหตุ

1.เตรียมรอยต่อไม่ดีพอ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.ใช้ธูปเชื่อมใหญ่เกินไป

3.เคลื่อนธูปเชื่อมเร็วเกินไป

การป้องกันและแก้ไข

1.ต้องจัดเตรียมรอยต่อโดยให้มีช่องว่างขอบด้านล่างของรอยต่อ

2.ใช้ธูปเชื่อมขนาดเล็กกับรอยต่อแคบ ๆ

3.ใช้กระแสไฟให้เพียงพอกับการซึมลึกที่เหมาะสมอย่าใช้ไฟสูงเกินไป

4.ถ้าเป็นไปได้ ใช้เหล็กประกบด้านหลัง(back up bar)

5.สะกัดหรือเซาะด้านหลังของรอยต่อแล้วเชื่อมเติมลงไป

2.3.4.4.9 รูพรุนในรอยเชื่อม (Porous welds)

สาเหตุ

1.ใช้ธูปเชื่อมไม่เหมาะกับชิ้นงาน

2.ขั้นตอนในการเชื่อมไม่ถูกต้อง

การป้องกันและแก้ไข

1.ต้องใช้ธูปเชื่อมที่เหมาะสม

2.บ่อหลอมละลายที่รักษาน้ำโลหะเหลวได้นานกว่ามักจะทำให้เกิดรอยเชื่อมที่ดีกว่า

3.รอยเชื่อมที่เกิดจากการเชื่อมซ้อนแนว มักจะมีรูเล็ก ๆ อยู่ภายใน ซึ่งปัญหานี้จะแก้ไขได้ด้วยการส่ายธูปเชื่อม

4.อย่าใช้กระแสไฟสูงเกินไป

5.ในบางกรณี ชิ้นงานอาจจะมีช้อบกพร่องซึ่งกรณีเช่นนี้ ต้องตรวจสอบสิ่งเจือปนต่าง ๆ ในชิ้นงาน

2.3.5 การวิบัติของโครงเหล็กอันเกิดจากการก่อสร้าง

โครงสร้างเหล็กถูกออกแบบให้สามารถรับแรงทั้งแนวดิ่งและในแนวราบ ซึ่งผู้ออกแบบได้ออกแบบโครงสร้างสามารถรับแรงได้เมื่อโครงสร้างเหล็กเสร็จสมบูรณ์แล้ว ซึ่งในขณะก่อสร้างโครงสร้างดังกล่าวก็จะต้องรับแรงในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักของตัวมันเอง และในแนวราบเนื่องจากแรงลม แรงกระทำการจากการติดตั้งและจากน้ำหนักของตัวโครงสร้างเอง ซึ่งผู้ควบคุมงานมักจะละเลยในส่วนนี้ไปเป็นผลให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างนั้นได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การติดตั้งโครงสร้างเหล็กเป็นสิ่งที่จำเป็นที่จะต้องมีการค้ำยันทางข้างของโครงสร้างแต่ละชิ้นส่วนให้เพียงพอกับแรงทางข้างที่กระทำกับโครงสร้าง การค้ำยันทางข้าง (bracing) อาจจะทำขึ้นชั่วคราวหรือถาวรก็ได้ โดยการค้ำยันถาวรจะต้องมีการออกแบบให้ค้ำยันนั้นสามารถใช้ได้กับโครงสร้างซึ่งส่วนมาก ผู้ออกแบบจะเป็นคนกำหนดตำแหน่งของค้ำยัน ขนาดและชนิดของการต่อกับโครงสร้าง ส่วนการค้ำยันชั่วคราวนั้นส่วนมาก ผู้คุมงานจะเป็นคนกำหนดทั้งตำแหน่ง ขนาดและการต่อซึ่งการวิบัติส่วนมากจะเกิดขึ้นจากสาเหตุนี้ เนื่องจากผู้คุมงานขาดความรู้ที่ดีพอ

ค้ำยันชั่วคราวนั้นอาจจะเป็นการยึดด้วยเชือก สายเคเบิ้ล ท่อเหล็ก เหล็กเส้น ฯลฯ กับโครงสร้างข้างเคียงที่มั่นคงหรือการสร้างจุดยึดรั้วขึ้นมาเอง ซึ่งการค้ำยันกับโครงสร้างข้างเคียงนั้น ถ้าโครงสร้างข้างเคียงไม่แข็งแรงพอก็จะทำให้เกิดการวิบัติขึ้นเป็นลูกโซ่ทั้งโครงสร้างได้

ในการคุมงานก่อสร้างโครงสร้างเหล็กโดยทั่วไปผู้คุมงานจำเป็นต้องมีความรู้ ความเข้าใจในโครงสร้างที่ทำการติดตั้ง เพื่อป้องกันการวิบัติที่จะเกิดแก่โครงสร้าง บางโครงสร้างถูกออกแบบเป็นอย่างดีแต่ในขณะก่อสร้างผู้คุมงานขาดความรู้หรือความชำนาญในโครงสร้างดังกล่าวจึงทำให้เกิดการพังลงมา ดังนั้น ทั้งผู้ออกแบบและผู้ควบคุมงานควรจะมีการหารือกันก่อนทำการติดตั้งโครงสร้าง เพื่อเป็นการแนะนำการติดตั้งจุดที่ควรมีการค้ำยัน ปริมาณของการค้ำยันมากหรือน้อยในแต่ละส่วน และจุดที่ควรระวังเรื่องการโก่งงอของชิ้นส่วนที่รับแรงอัด และในขณะทำการติดตั้งผู้ออกแบบควรมาตรวจการทำงาน ขั้นตอนการติดตั้ง ความก้าวหน้าของงานและรับรู้ปัญหาในการติดตั้งเพื่อออกแบบแก้ไขเพื่อให้โครงสร้างสำเร็จ

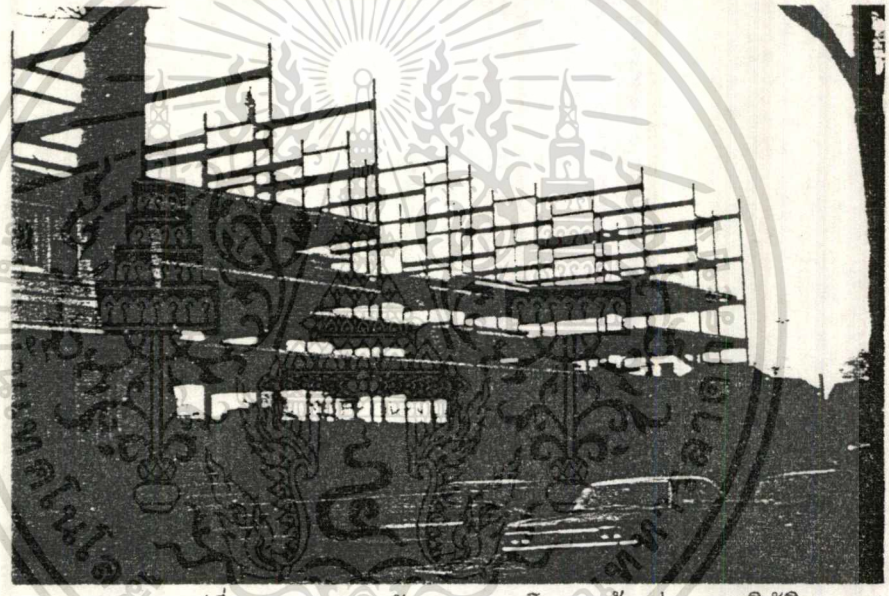
สำหรับการวิบัติที่เกิดขึ้นจากการก่อสร้างนี้ ในอดีตที่ผ่านมาเกิดขึ้นเป็นจำนวนมาก ซึ่งสาเหตุส่วนใหญ่ก็มาจากการขาดความรู้ ความชำนาญของผู้คุมงาน หรือการละเลยการตรวจสอบที่เข้มงวด และจากตัวอย่างที่ยกมาให้ศึกษาต่อไปนี้ แม้เป็นตัวอย่างส่วนน้อยแต่ก็ทำให้เข้าใจกับสาเหตุของการวิบัติดังกล่าวได้เป็นอย่างดี

2.3.5.1 การวิบัติของ Arverne Nursing Home

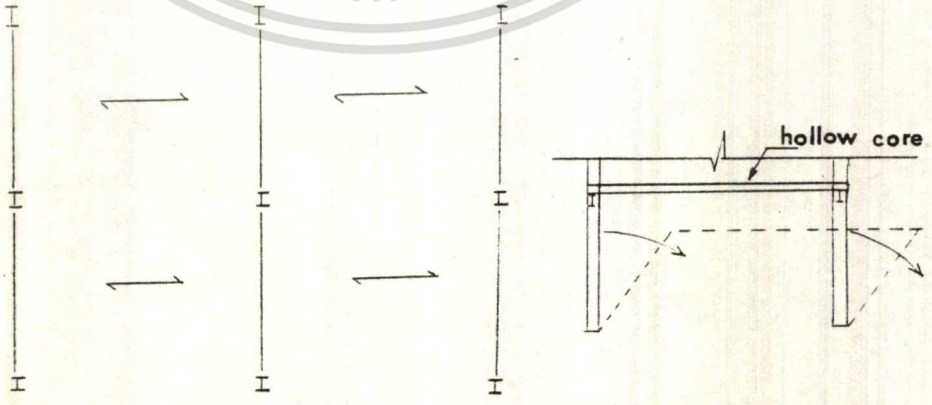
โครงสร้างแบบผสม 3 ชั้น ได้พังลงมาระหว่างการก่อสร้างในเดือนกุมภาพันธ์ ปี 1972 ในขณะมีพายุฝน และมีกระแสลมความเร็วประมาณ 26 mi/h (24 km/h) โครงสร้างโครงข้อแข็ง (Structural-steel frame) ทั้งหมดได้พังลงสู่พื้นพร้อมทั้งพื้นสำเร็จรูป Hollow core ดังรูป 2.3.76, 2.3.77 และ 2.3.78

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3.76 โครงสร้างเหล็ก 8 ชิ้น ประกอบด้วยแผ่นพื้นคอนกรีตสำเร็จได้พังลงมาระหว่างการก่อสร้าง ในสภาพกระแสลมอ่อนบางเบา



รูปที่ 2.3.77 แสดงลักษณะของโครงสร้างก่อนการวิบัติ

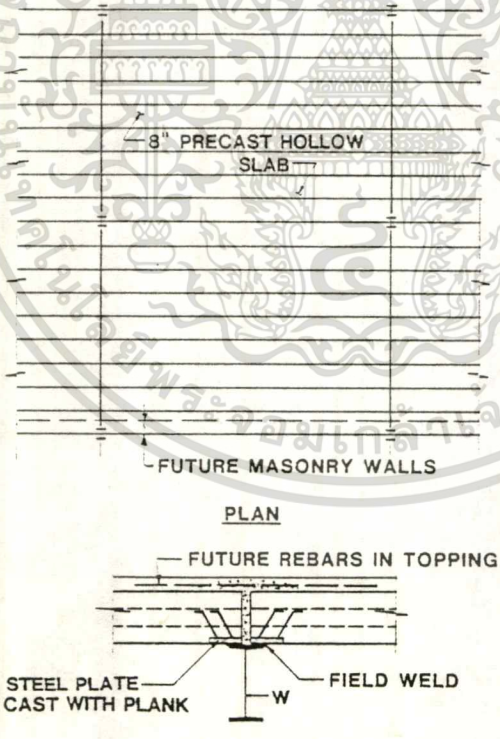


รูปที่ 2.3.78 แสดงรูปแบบการวิบัติของอาคาร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปที่ 2.3.79 โครงสร้างเหล็กทั้งหมดได้ถล่มลงสู่พื้นพร้อมทั้งแผ่นพื้นคอนกรีตสำเร็จ

การออกแบบของโครงสร้างเป็นแบบ Structural-steel frame เพื่อรองรับพื้นสำเร็จรูป ดังรูปที่ 2.3.80

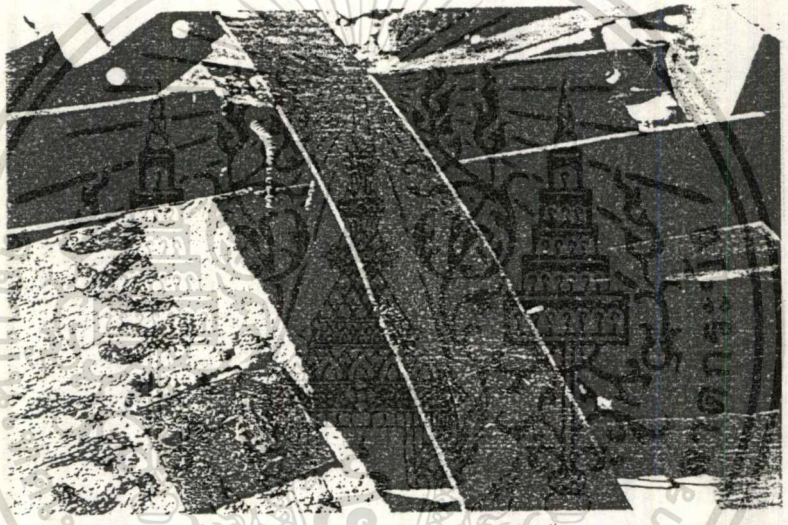


รูปที่ 2.3.80 การต้านทานทางข้างของโครงสร้างเพื่อต้านแรงลมได้จัดเตรียมไว้โดยกำแพงอิฐก่อ และความแข็งของเหล็กเสริมในคอนกรีตทับหน้าบนแผ่นพื้นสำเร็จ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สาเหตุการวิบัติ

จากการทำความสะอาดซากปรักหักพัง เพื่อเป็นการเริ่มต้นค้นหาสาเหตุซึ่งผู้ออกแบบได้คาดว่าจะเกิดจากการต้านทานแรงด้านข้างของโครงสร้างเนื่องจากแรงลมไม่เพียงพอ เพราะในการออกแบบได้ใช้ ผนังอิฐก่อตามแนวยาวของตัวอาคารในการต้านทานและจากความแข็งแกร่งจากการเสริมเหล็กภายใน topping บนพื้นสำเร็จรูป แต่ส่วนทั้งสองที่เตรียมไว้รับแรงด้านข้าง ยังไม่ได้ทำการก่อสร้างในโครงสร้างดังกล่าวเลย ขณะที่โครงสร้างเกิดการวิบัติ ทำให้ไม่มีส่วนใดต้านทานแรงลมด้านข้างและขณะก่อสร้างก็ไม่มีการป้องกันไว้ด้วย ลวดเคเบิลเล็ก ๆ ที่ยึดขวางก็มีไม่เพียงพอ และบริเวณรอยเชื่อมที่ด้านล่างที่แผ่นเหล็กของพื้นสำเร็จรูปเพื่อยึดโครงสร้างชั่วคราวก็ได้แตกออกดังรูป 2.3.81 และสลักยึด (canchor bolts) ของฐานรากก็ได้ถูกดึงออก



รูปที่ 2.3.81 รอยเชื่อมที่ด้านล่างของแผ่นพื้นฉีกออกในขณะการการวิบัติของแผ่นพื้น

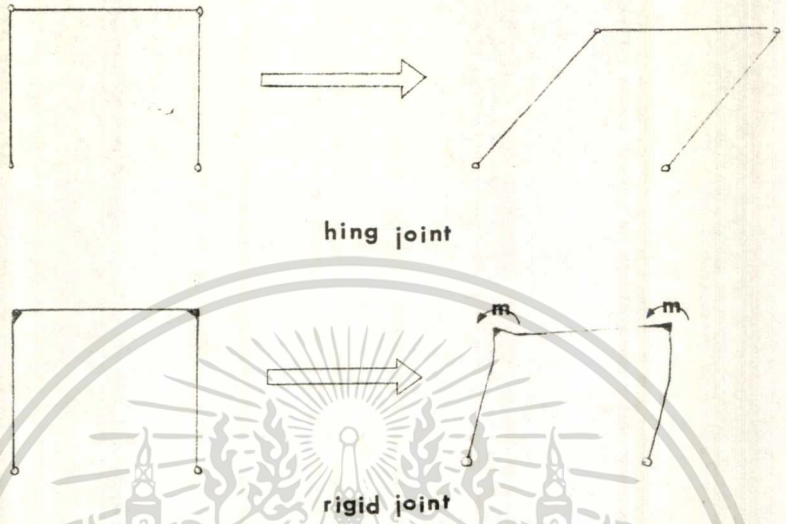
การป้องกัน

1. ในระหว่างการก่อสร้างและติดตั้งโครงสร้างเหล็ก ควรมีการป้องกันแรงทางข้างเนื่องจากลมโดย moment connection, shear truss และ bracing โดยทำการติดตั้งระหว่างช่องพื้นชั้นล่างกับพื้นชั้นถัดไปทุก ๆ ช่องเมื่อมีการก่อสร้างเพิ่มขึ้น

2. สำหรับ Hybrid construction วิศวกรผู้ออกแบบควรจะกำหนดประเภทของระบบค้ำยันชั่วคราวในแบบในส่วนของเอกสารสัญญา หรืออย่างน้อยก็ควรกำหนดให้วิศวกรที่ชำนาญเป็นคนออกแบบค้ำยันดังกล่าว

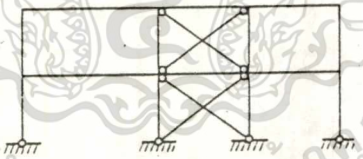
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.สำหรับ moment connection จะช่วยให้โครงสร้างมีความมั่นคงขึ้นโดยออกแบบไปรอบด้านในส่วนล่าง โครงสร้างเป็นแบบแข็งแกร่ง (rigid joint) โดยเมื่อมีแรงกระทำทางข้างจะเกิดโมเมนต์ขึ้นที่รอยต่อดังกล่าวเพื่อต้านทานแรงกระทำ ดังรูป



รูปที่ 2.3.82 แสดงลักษณะของ moment connection และการต้านแรงกระทำ

4.สำหรับการป้องกันแรงกระทำทางข้างของโครงสร้างอีกแบบหนึ่งที่นิยมคือการใช้ bracing โดย bracing ดังกล่าวจะมีลักษณะไขว้ทับกันโดยในการคำนวณจะกำหนดให้ชิ้นส่วนที่เป็น bracing รับเฉพาะแรงดึงเท่านั้น



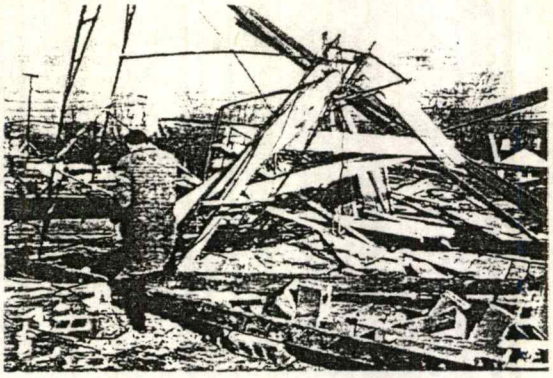
รูปที่ 2.3.83 แสดงการต้านทานแรงกระทำทางข้างโดยใช้ bracing

2.3.5.2 การวิบัติของ Staten Island Racquet

การวิบัติได้เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้าง อาคารซึ่งประกอบด้วยโครงสร้างโครงข้อแข็ง (Structure steel frame) ทำการประกอบจากโรงงาน นำมาติดตั้งเพื่อรองรับแป (Purlins) ขนาดย่อม

จากการตรวจสอบหลังจากวิบัติลงมาแล้วได้แสดงให้เห็นว่า โครงข้อแข็ง 4 ตัวของโครงสร้างหลาย ๆ ช่วง (multibay) ได้พลิกคว่ำและพังลงมาเนื่องจากแรงลม (ดูรูปที่ 2.3.84)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.84 รูปโดยทั่วไปของโครงสร้างเหล็กของ Racquet club ที่วิบัติระหว่างการก่อสร้างเนื่องจากแรงลม

ผนังอิฐบล็อกขนาด 3 นิ้ว (203 มม.) สูงประมาณ 17 ฟุต (5.2 ม.) ได้ล้มลงทั้งแผงสลักยึดที่ต่อเสาโครงข้อแข็งกับตอม่อคอนกรีตได้ถูกดึงขึ้นมา (ดูรูปที่ 2.3.85) ไม่มีความเสียหายเกิดขึ้นในโครงข้อแข็งและในบริเวณข้อต่อเลย

รูปที่ 2.3.85 โครงเหล็กเชื่อมได้ลมราบกับพื้นหลังจากการวิบัติ

จากการศึกษาวิเคราะห์การออกแบบของโครงข้อแข็ง (frame) และการประกอบติดตั้ง พบว่ามีความถูกต้องทุกขั้นตอนที่ได้กำหนดไว้ และการล้มคว่ำของผนังอิฐบล็อกได้เกิดการหมุนรอบคานคอดินภายใต้แรงลมที่กระทำ เนื่องจากการยึดเหนี่ยวด้านบนมีไม่เพียงพอ แป (Purlins) ที่เล็กและยาวนั้นไม่สามารถที่จะรับแรงอัดเพื่อช่วยรั้งโครงข้อแข็งนั้นได้

สาเหตุการวิบัติ

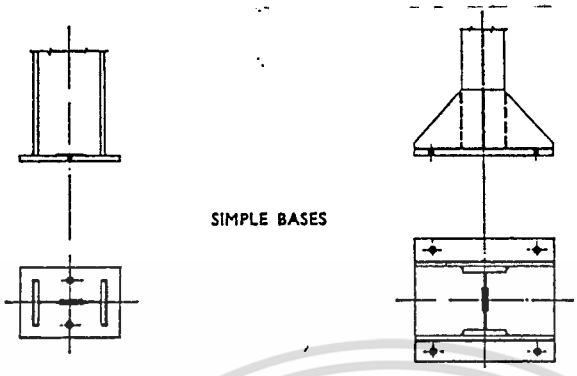
เกิดจากการขาดความต้านทานทางข้างที่ไม่เพียงพอ ดังนั้นเมื่อมีการกระทำทางข้าง เช่น แรงลม เป็นต้น ก็ทำให้เกิดการล้มคว่ำของผนังคอนกรีตซึ่งดึงเอาโครงหลังคาที่รองรับไว้วิบัติลงมาด้วย

การป้องกัน

1. สำหรับการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กควรมีการทำค้ำยันชั่วคราวระหว่างการก่อสร้างเพื่อต้านทานแรงลม และจำเป็นอย่างยิ่งเมื่อมีการต่อเชื่อมกับกำแพงสูง ๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

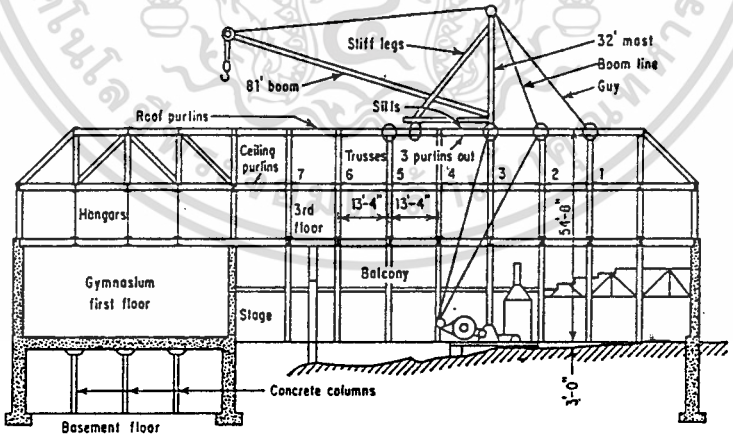
2.สลักยึดสองสามตัวไม่เพียงพอสำหรับการต้านทานแรงลมด้านข้างสำหรับโครงสร้างชลูดที่ไม่มีการค้ำยันเลยซึ่งจะทำให้เกิดการพังได้ดังรูป



รูปที่ 2.3.86 แสดงลักษณะของฐานเสาที่ยึดด้วยสลัดเกลียว

2.3.5.3 การวิบัติของ High school-Indianapolis

การวิบัติของโครงสร้างเหล็กของ high school ในระหว่างการก่อสร้างที่ Indianapolis Ind. ในปี 1920 เนื่องจากการออกแบบที่ยุ่งยากซับซ้อนและวิธีการติดตั้ง ทำให้เกิดหน่วยแรงที่สูงมากในระหว่างการติดตั้งซึ่งสูงกว่าหน่วยแรงที่อาคารนั้นรับขณะใช้งาน จึงทำให้อาคารวิบัติลงและจากการตรวจสอบอาคารดังกล่าวพบว่า



รูปที่ 2.3.87 ภาพตัดด้านยาวของ Indianapolis High School ก่อนการวิบัติ

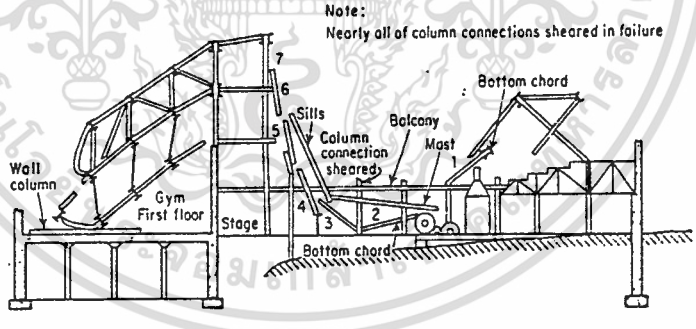
การออกแบบอาคารได้เตรียมไว้สำหรับ Auditorium ขนาด 90*106 ฟุต และ gymnasium ขนาด 54*90 ฟุต ที่ชั้นหนึ่งของอาคาร หัศจรรย์ที่นั่งด้านข้างของ auditorium สร้างเป็นคอนกรีตเสริม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เหล็ก ซึ่งขณะเกิดเหตุหัศจรรย์ดังกล่าวสร้างเสร็จและมีความแข็งแรงพอ พื้นที่ชั้น 3 ได้ออกแบบไว้เพื่อเป็นห้องรับประทานอาหารกลางวันของนักเรียนซึ่งเป็นชั้นแขวนจากโครงหลังคา พื้นห้องอยู่เหนือ gymnasium ซึ่งไม่แข็งแรงนัก ขณะที่พื้นเหนือ auditorium ได้รองรับไว้อย่างมั่นคงจากเสาและโครงหลังคา โครงเหล็กที่อยู่บน auditorium ได้วางขวางตัวอาคารรองรับด้วยโครงเหล็กที่ข้างในอีกแนวที่รองรับด้วยเสาเหล็กระยะห่างประมาณ 9 ฟุต จากแนวด้านนอกของกำแพง โครงเหล็กบน gymnasium วางพาดตามยาวของอาคารซึ่งมีช่วงกว้าง 54 ฟุต และปลายทั้งสองของโครงเหล็กนี้ได้วางอยู่บนเสาเหล็ก โครงเหล็กนี้ได้ใช้หมุดยึดไว้อย่างเรียบร้อย และหลังคากับฝ้าเพดานได้ยึดไว้เพียงชั่วคราวด้วยสลักเกลียว

จากการตรวจสอบจากหลายฝ่ายได้ให้ความเห็นว่าโครงสร้างเหล็กที่มีเชือกที่เตรียมไว้สำหรับการยึดรั้งทางด้านข้างนั้นไม่เพียงพอที่จะต้านทานแรงด้านข้างเพื่อรอจนกว่าผนังจะได้สร้างขึ้นจนมีความสูงที่เพียงพอที่จะรองรับแรงดังกล่าวแทน และ

โครงปั้นจั่นสูง 32 ฟุต และมีแขนยื่นขนาด 12*12 นิ้ว ยาว 81 ฟุต ไว้ติดตั้งบนคอร์ดบนของโครงเหล็กหลังคาประมาณ 5-6 วัน ก่อนที่จะเกิดเหตุขึ้น (รูปที่ 2.3.88) ปั้นจั่นดังกล่าวได้ทำการยึดโยงสายเชือกเพื่อใช้งานในเช้าของวันเกิดเหตุ



2.3.88 ภาพตัดด้านยาวของ Indianapolis High School หลังจากการวิบัติ

สาเหตุของการวิบัติ

เกิดขึ้นจากการยึดที่ไม่เพียงพอและการทำงานของปั้นจั่นก่อนที่โครงสร้างจะมีค้ำยัน (braced) ที่เพียงพอและการใช้การยึดด้วยหมุดย้ำ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงหลังคา (roof truss) ได้ออกแบบเพื่อรอบรับน้ำหนักเมื่ออาคารสร้างเสร็จแล้ว ซึ่งการใช้ปั้นจั่นขณะโครงสร้างยังไม่สมบูรณ์ ทำให้เกิดแรงเฉือนที่รอยต่อระหว่างโครงหลังคากับเสาที่รองรับ ทำให้โครงสร้างหลังคาทนแรงไม่ได้ จึงพังลงดังรูป 2.3.88

การป้องกัน

1. การติดตั้งโครงสร้างเหล็กจำเป็นอย่างยิ่งต้องมีอุปกรณ์ในการติดตั้ง เช่น เครน รอก ดังนั้น การเลือกเครื่องมือและอุปกรณ์ต่าง ๆ จึงมีความสำคัญและอาจเป็นสาเหตุที่ทำให้เกิดการวิบัติได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่งอุปกรณ์ที่ต้องยึดติดกับโครงสร้างด้านบนของอาคาร ควรจะได้มีการออกแบบโครงสร้างส่วนนี้วเพื่อรองรับน้ำหนักจากเครื่องมือ หรือทำค้ำยันให้สามารถรองรับน้ำหนักได้ ซึ่งขั้นตอนในการออกแบบผู้ออกแบบควรจะคำนึงถึงสิ่งเหล่านี้ด้วย และสำหรับผู้ควบคุมงานก่อนที่จะมีการดำเนินงานไปข้างหน้า ควรมีการศึกษาจุดที่เหมาะสมในการติดตั้งเครื่องมือและอุปกรณ์ต่าง ๆ โดยเฉพาะบางโครงสร้างเมื่อยังก่อสร้างไม่เสร็จสมบูรณ์ จะไม่สามารถรับแรงจากน้ำหนักของอุปกรณ์ได้เลย ทำให้เกิดการวิบัติในที่สุด

2. การเลือกใช้เครื่องมือและอุปกรณ์ที่ใช้ติดตั้งโครงสร้าง เช่น เครนชนิดต่าง ๆ ผู้คุมงานควรศึกษาโครงสร้างโดยรวมก่อนที่จะเลือกเครื่องมือ เช่น ความสูงของโครงสร้าง ขนาดของโครงสร้าง น้ำหนักของชิ้นส่วนที่หนักที่สุดมีจะยกติดตั้ง โดยอุปกรณ์ที่เลือกใช้จะต้องมีความเหมาะสมกับขนาดต่าง ๆ ซึ่งถ้าเครนไม่สามารถยกชิ้นส่วนที่หนักที่สุดได้แล้วอาจจะมีปัญหาการก่อสร้างตามมาภายหลัง หรือขนาดของเครนเล็กไปก็จะยกชิ้นส่วนขนาดใหญ่ไม่สะดวกและอาจไปกระทบกระแทกกับโครงสร้างที่ประกอบเสร็จแล้วมีผลให้โครงสร้างนั้นวิบัติได้

2.3.5.4 การวิบัติของ Sem Industrial Building

การวิบัติของ Sim Industrial Building ใน Westbury Industrial Park ที่ Westbury N.Y. ในเดือน พฤษภาคม 1959 การวิบัตินี้เกิดจากการเซด้านข้างของโครงสร้าง เนื่องจากไม่มีการค้ำยัน

โครงสร้างเป็นอาคารชั้นเดียวสูงประมาณ 15 ฟุต มีขนาด 175*143 ฟุต คานใหญ่ (Girder) วางบนปลายเสาตลอดโดยมีค้ำยัน (knee bracing) ค้ำระหว่างเสาและคานดังกล่าว คานเล็ก (beam) วางบนคานใหญ่ (Girder) และไม่มีค้ำยัน (knee bracing) ระหว่างคานเล็กและคานใหญ่

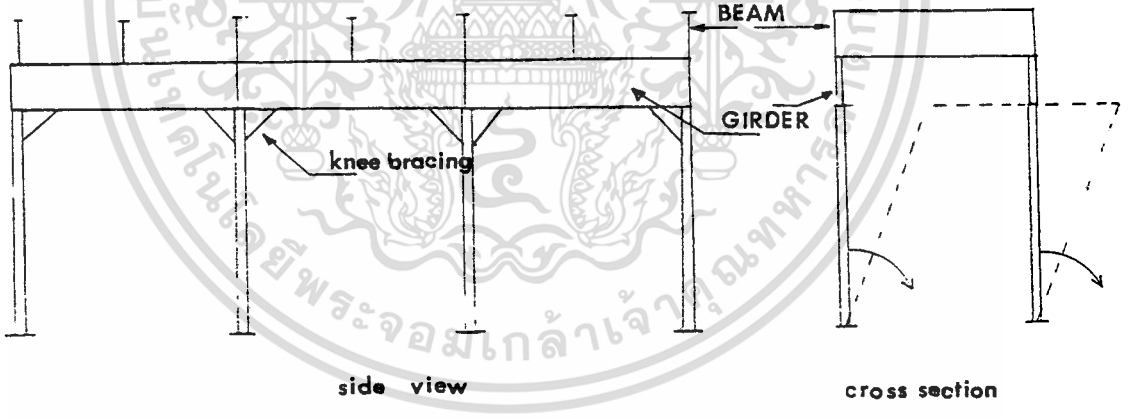
โครงเหล็กทุกอันและหลังคาได้ติดตั้งเรียบร้อยแต่ยังไม่ได้ก่ออิฐผนัง โครงสร้างนี้ได้ล้มพับลงในทิศทางที่โครงสร้างคานเล็กวางตัวอยู่ ทำให้คนงานเสียชีวิต 1 คนและบาดเจ็บอีกจำนวนหนึ่ง การออกแบบโครงสร้างนี้เหมือนกับอาคารอื่น ๆ ประมาณ 25 อาคารใน Industrial Park แห่งนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เสาอาคารเป็น H-Section ขนาด 6 นิ้ว วางห่างกัน 25 ฟุต และ 33 ฟุต ในทิศทางที่คานใหญ่วางอยู่และห่าง 25 ฟุต ในทิศทางของคานเล็ก (beam) เสาดังกล่าวมีแผ่นเหล็กเชื่อมติดที่ปลายเสาและโคนเสา โคนเสายึดติดกับฐานรากโดยใช้สลักเกลียว 2 ตัว ขนาด 3/4 นิ้ว และปลายเสามีคานใหญ่วางบนเสาตลอดความยาวตัวอาคาร

คานเล็ก (beam) วางห่างกัน 8 ฟุต วางบนคานใหญ่ (Girder) และยึดด้วยสลักเกลียวขนาด 1/2 นิ้ว ติดกับคอร์ดบนของคานใหญ่ โครงเหล็กคานนี้ไม่มีการค้ำยันที่ถาวร แต่ได้ใช้สายเคเบิลยึดในระหว่างทำการติดตั้ง หลังคายิบซัมหนา 2 นิ้ว ซึ่งรองรับไว้ด้วยคาน เมื่ออาคารพังลง หลังคาดังกล่าวยังคงไม่บุบสลายจนกระแทกกับพื้นดิน และได้ทับร่างคนงานภายใต้ซากหลังคานี้

โครงอาคารได้ล้มลงโดยคานเล็กและเสาได้วางตัวขนานกัน ซึ่งได้ทำลายที่ยึดออกโดยดึงสลักเกลียวที่ฐานเสาให้ถอนออกหรือรอยเชื่อมระหว่างเสากับแผ่นเหล็กรองฐานได้ฉีกออก ส่วนเอวของคานใหญ่ได้โก่งงอเป็นผลให้อาคารเอียงและล้มลง สลักที่ยึดระหว่างคานเล็กกับคานใหญ่เป็นส่วนที่ทำให้การเคลื่อนตัวของคานเล็กเป็นไปในแนวราบพร้อมกับหลังคาด้านบนด้วย และดึงให้เสาล้มพังลงมา ถ้าโครงสร้างนี้สามารถตั้งอยู่ได้จนกระทั่งกำแพงด้านข้างสร้างเสร็จเรียบร้อย ก็จะไม่มีเหตุการณ์เช่นนี้เกิดขึ้น ซึ่งโครงสร้างอาคารอื่น ๆ ที่ออกแบบเช่นเดียวกับโครงสร้างนี้ก็ไม่ได้พังลงมา เนื่องจากความแข็งแกร่งของอิฐก่อ



รูปที่ 2.3.89 แสดงลักษณะโครงสร้างของอาคารเดิม

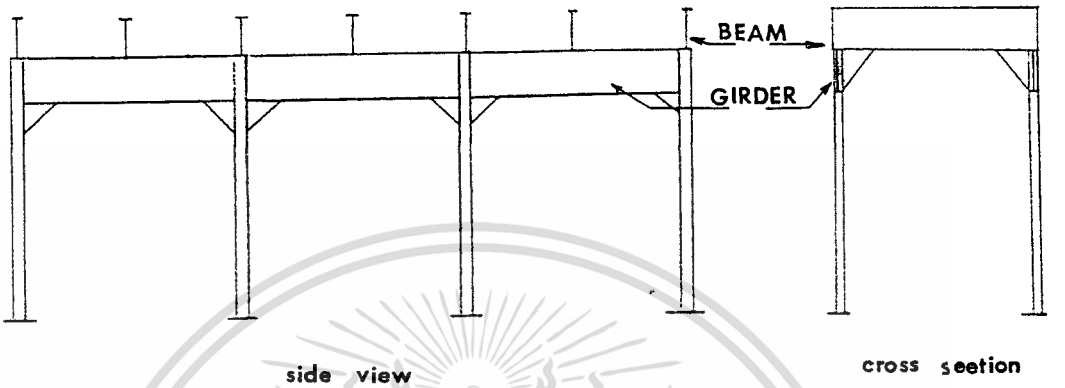
เมื่ออาคารดังกล่าวได้ถูกสร้างขึ้นมาใหม่ ได้มีการเปลี่ยนแปลงการออกแบบโดยคานใหญ่จะวางจากเสาถึงเสา และคานเล็กก็วางพาดบนคานใหญ่โดยมีค้ำยัน (knee bracing) ค้ำในทิศทางทั้งสอง อย่างไรก็ตามได้มีการสรุปปัญหาของการวิบัติออกมาดังนี้

1. การก่อสร้างควรได้รับการตรวจสอบและรับรองโดยสถาปนิกหรือวิศวกรที่มีใบอนุญาติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. อาคารทุกอาคารควรออกแบบให้สามารถรับแรงลม 20 lb ในทุกทิศทาง

3. ชิ้นส่วนที่รับแรงอัดควรออกแบบให้มีอัตราส่วนชลูดต่ำกว่า 120 และในกรณีที่เสาไม่มีค้ำยันในทุกทิศทาง การออกแบบความยาวเสาควรใช้ค่าเป็น 2 เท่า เพื่อหาค่าอัตราส่วนชะลูด



รูปที่ 2.3.90 แสดงโครงสร้างอาคารเมื่อทำการก่อสร้างครั้งใหม่

2.3.5.5 การวิบัติของ Quebec Bridge ครั้งที่ 2

จากการวิบัติครั้งแรก ได้มีการตกลงที่จะสร้างสะพานดังกล่าวขึ้นมาใหม่โดยได้ทำการเตรียมการออกแบบใหม่ โดยมีชุดทำงานที่เป็นวิศวกรที่มีประสบการณ์ในงานสะพานช่วงยาว

ในขณะที่คานยื่นทางด้านใต้ได้ถูกติดตั้ง ช่วงสะพานแขวนได้ถูกสร้างขึ้นพร้อม ๆ กันที่ Sillerry ซึ่งอยู่ห่างจากสถานที่ตั้งสะพานไป 3 ไมล์ เรือท้องแบน 6 ลำ ไว้ใช้ในการขนส่งช่วงสะพานแขวนมายังตำแหน่งกลางสะพานเพื่อยกขึ้นติดตั้งบนสะพาน หลังจากนั้นได้ทำการยกสะพานแขวนขึ้นจากเรือเพื่อติดตั้ง และทุกอย่างก็เป็นไปตามที่ได้วางแผนเอาไว้ สะพานถูกยกขึ้นเหนือแม่น้ำเล็กน้อย (รูปที่ 2.3.91)

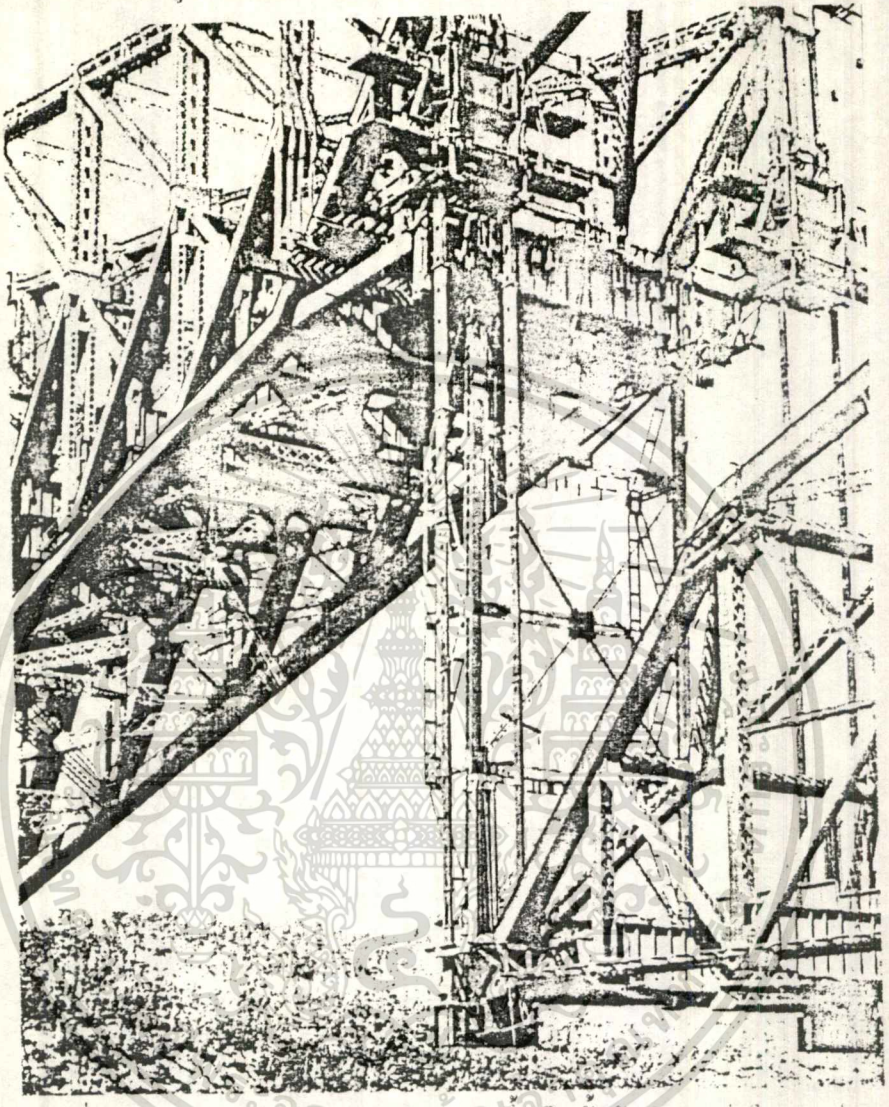
และก็ได้เกิดเหตุการณ์ที่ไม่คาดคิดขึ้นเมื่อจุดยึดของลิฟท์ที่ใช้ยกสะพานอันหนึ่งซึ่งยึดกับคานใหญ่โดยใช้หมุดเป็นตัวถ่ายน้ำหนักไปยังโครงสร้างคานยื่น ซึ่งน้ำหนักที่กระทำตรงจุดยึดนั้นทำให้หมุดเคลื่อนออกและจุดยึดได้เคลื่อนที่ ทำให้สะพานที่ยกขึ้นในตำแหน่งที่ลิฟต์ดังกล่าวได้ทรุดตัวต่ำกว่า ลิฟต์ตัวอื่น ๆ เป็นเหตุให้สะพานแขวนดังกล่าวเลื่อนตัวออกจากจุดปลายที่รอบรับแล้วตกลงสู่แม่น้ำเบื้องล่าง (รูปที่ 2.3.92 และ รูปที่ 2.3.93)

สาเหตุของการวิบัติ

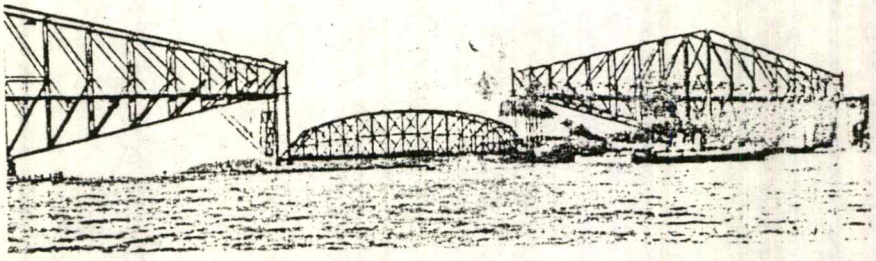
สาเหตุการพังเกิดจากการเลื่อนตัวออกของสะพานที่ยกขึ้นจากคานที่รองรับ เพราะการค้ำยันทางข้างไม่เพียงพอที่จะรองรับน้ำหนักที่ไม่เท่ากันนี้จากมุมที่ตกลงทำให้ค้ำยันพัง และคอร์คของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงเหล็กโก่งงอ ทำให้มุมด้านตะวันออกเฉียงใต้ตงลง ตามด้วยมุมด้านตะวันออกเฉียงเหนือ และมุมด้านตะวันตกเฉียงเหนือถูกดึงออกจากที่รองรับ เนื่องจากน้ำหนักของตัวสะพานแขวนเอง

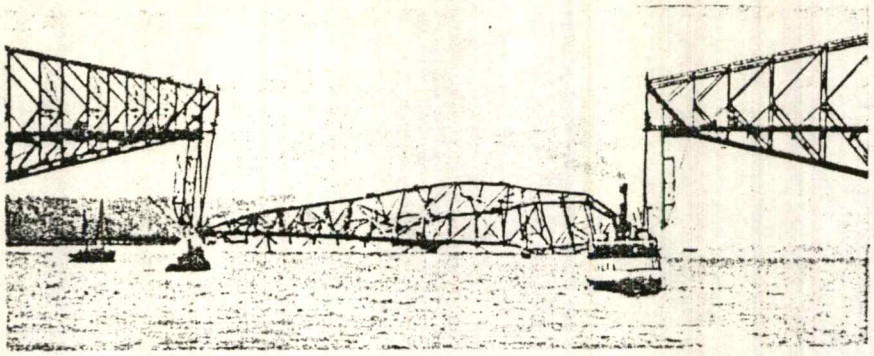


รูปที่ 2.3.91 การยกช่วงสะพานแขวนขึ้นติดตั้งยังตำแหน่งในการประกอบโครงสร้างสะพาน Quebec Bridge ครั้งที่ 2

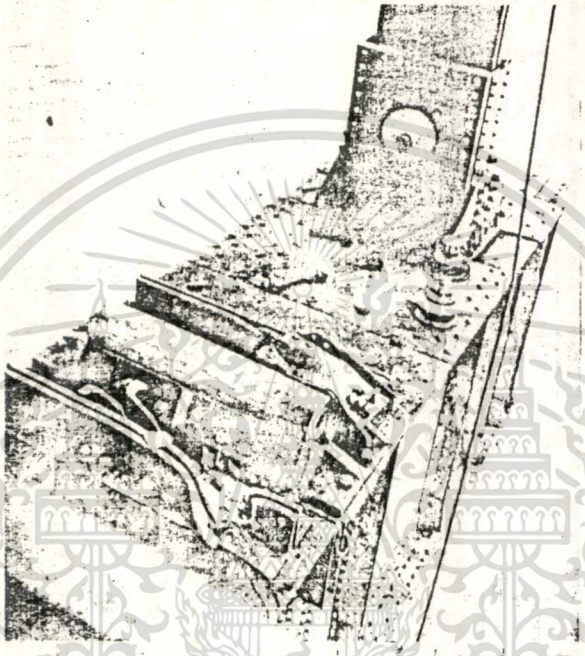


รูปที่ 2.3.92 ภาพก่อนที่จะเกิดการวิบัติขึ้นที่ช่วงสะพานแขวน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 2.3.93 แสดงช่วงสะพานขณะตกลง



รูปที่ 2.3.94 แสดงการวิบัติที่เกิดขึ้นที่คานที่รอบรับด้านสะพานแขวน

สิ่งที่ปรากฏด้านบนของคานรองรับด้านมุมทางตะวันตกเฉียงใต้ชี้ให้เห็นถึง การวิบัติของที่รองรับชั่วคราวที่ทำขึ้นเพื่อใช้ในการติดตั้ง

การถ่ายน้ำหนักจากโครงเหล็กไปยังคานที่รองรับ โดยหมุดที่ด้านบนและด้านล่างของแต่ละชิ้นส่วน ซึ่งเตรียมไว้สำหรับ universal joint เพื่อกระจายน้ำหนักระหว่างการติดตั้งและการยกสะพานโดยการวิบัติได้เกิดขึ้นที่จุดนี้ ทำให้เกิดการทรุดตัวในแนวดิ่งของคานใหญ่เป็นผลให้เกิดการฉุดและเลื่อนออกจากจุดรองรับของสะพานแขวนและตกลงสู่แม่น้ำ ดังรูป 2.3.94 แสดงให้เห็นว่าจุดต่อนี้ถูกแรงกระทำในแนวดิ่งและได้แสดงถึงทิศทางการเลื่อนไถลของโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.6 ข้อแนะนำในการก่อสร้างโครงสร้างเหล็ก

1. โดยทั่วไปแล้วโครงสร้างเหล็กส่วนมากจะประกอบชิ้นส่วนจากโรงงานแล้วนำมาติดตั้งยังหน่วยงานก่อสร้าง การประกอบชิ้นส่วนจากโรงงานจะเป็นผลดีมากกว่าการประกอบที่หน่วยงาน เนื่องจากมีอุปกรณ์และเครื่องมือพร้อม รวมทั้งสามารถควบคุมคุณภาพได้ เช่นการตรวจสอบรอยเชื่อมโดยใช้ Ultrasonic หรือ radiography หรือ x-ray โดยจะมีข้อจำกัดมากขึ้นเมื่อใช้ตรวจสอบรอยเชื่อมที่หน่วยงานก่อสร้าง

2. การขนส่งชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กที่ประกอบแล้วเพื่อมาติดตั้ง ต้องมีความระมัดระวังเป็นอย่างมาก ซึ่งความเสียหายในระหว่างการขนส่งก็จะทำให้เกิดความยุ่งยากในการติดตั้งและเกิดการวิบัติขึ้น เช่น การที่โครงสร้างที่นำส่งได้รับการสั่นสะเทือนมากๆ ก็อาจทำให้สลักเกลียวที่ยึดไว้คลายตัวออก ซึ่งเมื่อติดตั้งแล้วโครงสร้างจะไม่สามารถรับแรงได้ตามที่ออกแบบไว้ ซึ่งก็จะวิบัติลงมาในที่สุด หรือการที่ชิ้นส่วนถูกครูดหรือเสียดสีกับของแหลมคมทำให้สีเคลือบเพื่อกันสนิมหรือกันโลหะสัมผัสกับอากาศภายนอกหลุดรอกออกอันเป็นเหตุให้เกิดการกัดกร่อนที่ชิ้นส่วนดังกล่าวจนไม่สามารถรับกำลังได้หรือ สัมผัสกับอากาศภายนอกที่ต่ำทำให้เกิดการแตกเปราะ (brittle fracture)กับเหล็กในส่วนนั้นจนเกิดการวิบัติ ดังนั้นเมื่อชิ้นส่วนต่างๆมาถึงหน่วยงานก่อสร้างแล้ว ควรมีการตรวจสอบชิ้นส่วนจากผู้ควบคุมงานอย่างละเอียดอีกครั้ง

3. การนำส่งโครงสร้างเหล็กจะต้องมีแผนงานตามปริมาณการติดตั้ง ซึ่งอาจจะวัดปริมาณการนำส่งโครงสร้างเหล็กจากน้ำหนักของโครงสร้าง การขนส่งชิ้นส่วนโครงสร้างมายังหน่วยงานมากๆก็จะเกิดปัญหาในการเก็บรักษา การขนย้ายหลายเที่ยวจะทำให้ชิ้นส่วนเสียหายได้

4.เมื่อมาถึงหน่วยงานก่อสร้างการติดตั้งชิ้นส่วนดังกล่าวจะมีการทำเครื่องหมาย กำหนดตำแหน่ง และระดับของโครงสร้างแต่ละชิ้นที่ชิ้นส่วนของโครงสร้างและตำแหน่งที่ติดตั้ง เพื่อยกติดตั้งได้ถูกต้องตามที่ออกแบบไว้ ซึ่งบางครั้งระดับของชิ้นส่วนอาจจะต่ำเกินไปที่ชิ้นส่วนของโครงสร้างและตำแหน่งที่จะตัดทิ้งก็อาจจะมีการแก้ไขโดยการใช้แผ่นเหล็กรองเพื่อให้ได้ระดับที่ต้องการ การแก้ไขดังกล่าวขึ้นอยู่กับผู้ควบคุมงานจะกำหนด

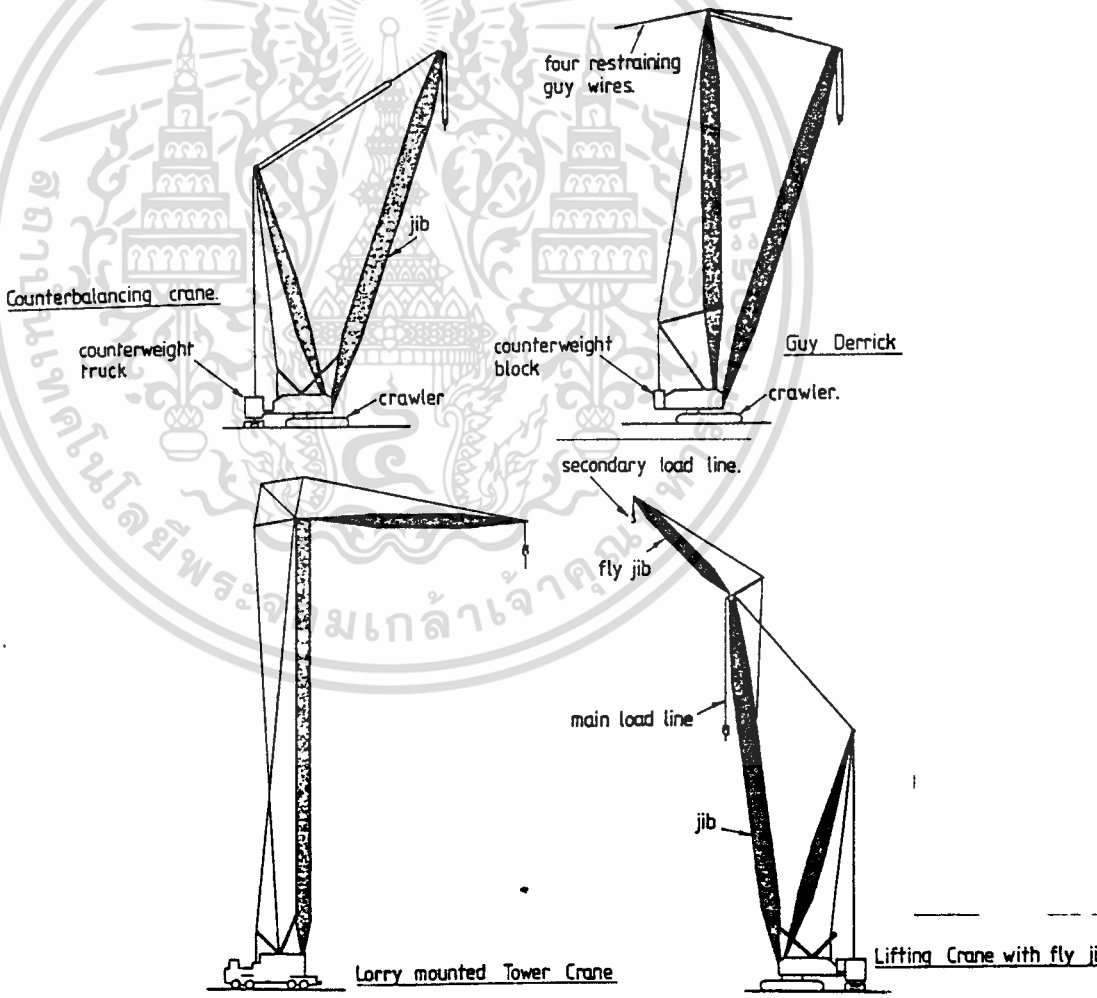
5.ในขณะติดตั้งโครงสร้างเหล็กก็จำเป็นต้องมีการค้ำยันทางข้างที่เพียงพอเพื่อป้องกันการพังและช่วยให้ชิ้นส่วนของโครงสร้างอยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ ซึ่งการค้ำยันนี้ต้องทำจนกว่าโครงสร้างจะเสร็จสมบูรณ์แล้วจึงถอดออก การวิบัติจำนวนมากที่ได้กล่าวมาแล้วเกิดจากการค้ำยันทางข้างขณะก่อสร้างไม่เพียงพอ ซึ่งเป็นข้อควรระวังสำหรับวิศวกรที่จบใหม่ แต่สำหรับวิศวกรที่มีประสบการณ์ทางด้านนี้โดยเฉพาะมักจะไม่มีปัญหา การกำหนดขนาดและปริมาณของค้ำยันก็ไม่ได้มีกำหนดไว้ในหนังสือเล่มใด ขึ้นอยู่กับการคำนวนของผู้คุมงานและประสบการณ์ และสิ่งหนึ่งที่ต้อง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ระมัดระวังเป็นอย่างยิ่งในการค้ำยันคือ ต้องไม่ทำให้ลักษณะการรับกำลังของโครงสร้างเปลี่ยนไปจากที่ได้ออกแบบไว้

6. อุปกรณ์ที่ใช้ในการติดตั้งก็มีส่วนสำคัญยิ่งกับโครงสร้าง การเลือกใช้อุปกรณ์ติดตั้งชนิดต่าง ๆ ขึ้นอยู่กับประเภทของโครงสร้าง ความยากง่ายในการติดตั้งและวิธีการติดตั้ง ปัญหาหนึ่งที่ทำให้เกิดการวิบัติขณะก่อสร้างก็คือ การใช้อุปกรณ์ที่ไม่เหมาะสมกับลักษณะของโครงสร้างกล่าวคือ ในขณะติดตั้งแรงกระทำที่เกิดจากอุปกรณ์ติดตั้งจะส่งผลกระทบกับโครงสร้าง เช่น การสั่นสะเทือน แรงกระแทกในการติดตั้ง ในกรณีที่ทำการติดตั้งอุปกรณ์เข้ากับโครงสร้างก็เป็นเหตุของการวิบัติด้วยเนื่องจากโครงสร้างยังไม่สมบูรณ์จึงไม่สามารถรับแรงจากน้ำหนักของอุปกรณ์ดังกล่าว และชิ้นส่วนที่ยกขึ้น ทำให้โครงสร้างส่วนนั้นเสียหาย

ประเภทของอุปกรณ์ที่ใช้ในการติดตั้งโครงสร้างเหล็กชนิดต่าง ๆ แสดงให้เห็นดังรูปที่ 2.3.96 ความเหมาะสมของการเลือกใช้ก็จะทำให้การก่อสร้างโครงสร้างเหล็กสำเร็จ



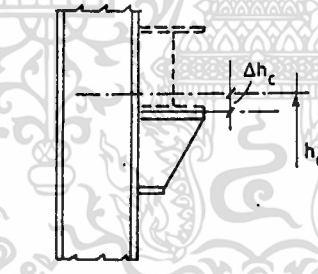
รูปที่ 2.3.96 แสดงประเภทของ CRANE

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

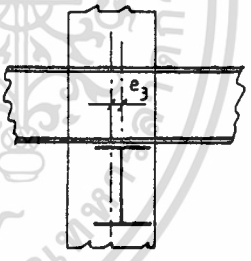
7.ความผิดพลาดที่ยอมให้ในการก่อสร้าง ความผิดพลาดของโครงสร้างเหล็กเกิดขึ้นตั้งแต่การรีดขึ้นรูปหน้าตัดเหล็ก การประกอบและการติดตั้ง ซึ่งในการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กเป็นไปไม่ได้ ที่จะทำให้โครงสร้างทุกส่วนถูกต้องตามแบบได้ ดังนั้น จึงได้มีการกำหนดค่า ความผิดพลาดที่ยอมให้ในการประกอบและติดตั้งโครงสร้างเหล็ก เช่น ความผิดพลาดของโครงสร้างที่ใหญ่ต้องผิดพลาดในเรื่องความตรงไม่เกินกว่า 1/1000 ของความยาวระหว่างจุดค้ำยัน ความยาวของเสาต้องผิดพลาดไม่เกิน +-1 มม. ความยาวของคานต้องผิดพลาดไม่เกิน +0 และ -4

สำหรับอุณหภูมิมีเปลี่ยนแปลงกำหนดให้มีความยาวเปลี่ยนแปลง +-3.6 มม. ต่อความยาว 30 ม. เมื่ออุณหภูมิเปลี่ยนแปลง +-10 องศา สำหรับโครงสร้างเหล็กขนาดใหญ่ การติดตั้งชิ้นส่วนให้ตรงตำแหน่งเป็นสิ่งสำคัญมากเนื่องจากถ้าเกิดความผิดพลาดขึ้นก็จะมีการสะสมค่าความผิดพลาดเพิ่มขึ้นเรื่อย ๆ จนทำให้โครงสร้างดังกล่าวไม่มั่นคง ซึ่งมีการกำหนดค่าความผิดพลาดในแนวดิ่งของโครงสร้างไว้ 1/1000 ของความสูงของแต่ละชิ้น หรือ 5 มม. ต่อชิ้นซึ่งยิ่งโครงสร้างเหล็กมีความสูงมาก ๆ ค่าดังกล่าวก็จำเป็นต้องลดน้อยลงในมากที่สุด

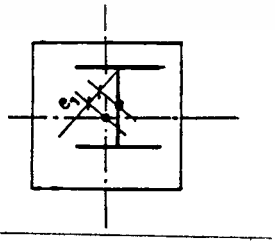
ความผิดพลาดในการประกอบและติดตั้ง สามารถเปรียบเทียบได้จากคู่มือในการก่อสร้างโครงสร้างเหล็ก รูปที่ 2.3.97 แสดงความผิดพลาดที่เกิดขึ้นในการประกอบและติดตั้งโครงสร้างเหล็ก



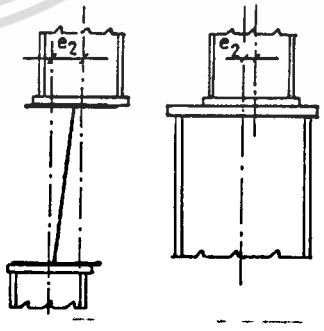
Eccentricity of girder bearing.



Deviations in welded girders.



Deviations in column splices.



Deviation in connecting pieces.

รูปที่ 2.3.97 ความผิดพลาดที่เกิดขึ้นในการประกอบและติดตั้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าความผิดพลาดต่าง ๆ ที่เกิดขึ้นล้วนแต่มีผลกระทบต่อโครงสร้างแทบทั้งสิ้น ซึ่งค่าความผิดพลาดมากก็มีผลกระทบต่อโครงสร้างมาก ถ้าผิดพลาดน้อยก็มีผลกระทบต่อโครงสร้างน้อย ซึ่งโครงสร้างเหล็กจะวิบัติหรือไม่ก็ขึ้นอยู่กับค่าการออกแบบที่เผื่อไว้สำหรับค่าความผิดพลาดดังกล่าวมากน้อยแค่ไหน

ความผิดพลาดอีกอย่างหนึ่งที่พบในการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กคือ การก่อสร้างที่ไม่ตรงตามที่ได้ออกแบบไว้ เพื่อให้เกิดความสะดวกในการก่อสร้างอซึ่งก็เป็นเหตุให้เกิดการวิบัติตามมาภายหลัง ดังนั้นผู้ควบคุมงานต้องปฏิบัติตามแบบอย่างเคร่งครัด ถ้ามีปัญหาสงสัยหรือไม่สามารถก่อสร้างได้ตามแบบก็ต้องปรึกษากับผู้ออกแบบเพื่อแก้ไข

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3
บทสรุป

การวิบัติของอาคารก่อให้เกิดความเสียหายขึ้นได้แก่ ชีวิต ทรัพย์สิน ความสวยงามของอาคารและไม่สามารถใช้งานได้ตามวัตถุประสงค์ ความเสียหายที่เกิดขึ้นจะมากน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับลักษณะการวิบัติ การมีวิบัติที่เกิดขึ้นวิศวกรจะต้องเป็นผู้พิจารณาว่าลักษณะที่เกิดขึ้นจะเป็นอันตรายหรือไม่ ถ้าเป็นอันตรายจะต้องสาเหตุที่ทำให้เกิดการวิบัตินั้นและทำการแก้ไขถ้าปล่อยทิ้งไว้อาจจะทำให้การวิบัติเพียงเล็กน้อยกลายเป็นการวิบัติขนาดใหญ่จนถึงขั้นการถล่มของโครงสร้างได้ ซึ่งสามารถสรุปสาเหตุของการวิบัติได้ดังนี้

1. การผิดพลาดจากการออกแบบ
2. ความผิดพลาดจากการก่อสร้างและการควบคุมงาน
3. ความผิดพลาดจากการใช้งานอาคารผิดลักษณะ การต่อเติมอาคารที่ไม่ได้รับอนุญาติ
4. กรณีอื่น เช่น ไฟไหม้ ภัยธรรมชาติ ที่ไม่สามารถควบคุมได้.

การแก้ไขการวิบัติที่เกิดขึ้นเหล่านี้บางครั้งก็ทำการแก้ไขให้ทำงานได้ตามวัตถุประสงค์ การแก้ไขบางครั้งจะต้องเสียค่าใช้จ่ายสูงเช่นกรณีการแก้ไขการทรุดตัวของอาคารนาวาฯ ซึ่งอาจจะไม่คุ้มกับการทุบทิ้งและทำการสร้างใหม่ และอาจจะทำให้เกิดความไม่สวยงามกับอาคารได้ ฉะนั้นวิธีการป้องกันจึงเป็นวิธีที่ดีที่สุดที่จะไม่ให้เกิดความเสียหายใดๆ ขึ้นกับโครงสร้าง

การป้องกันการวิบัติจากสาเหตุที่สามารถควบคุมได้

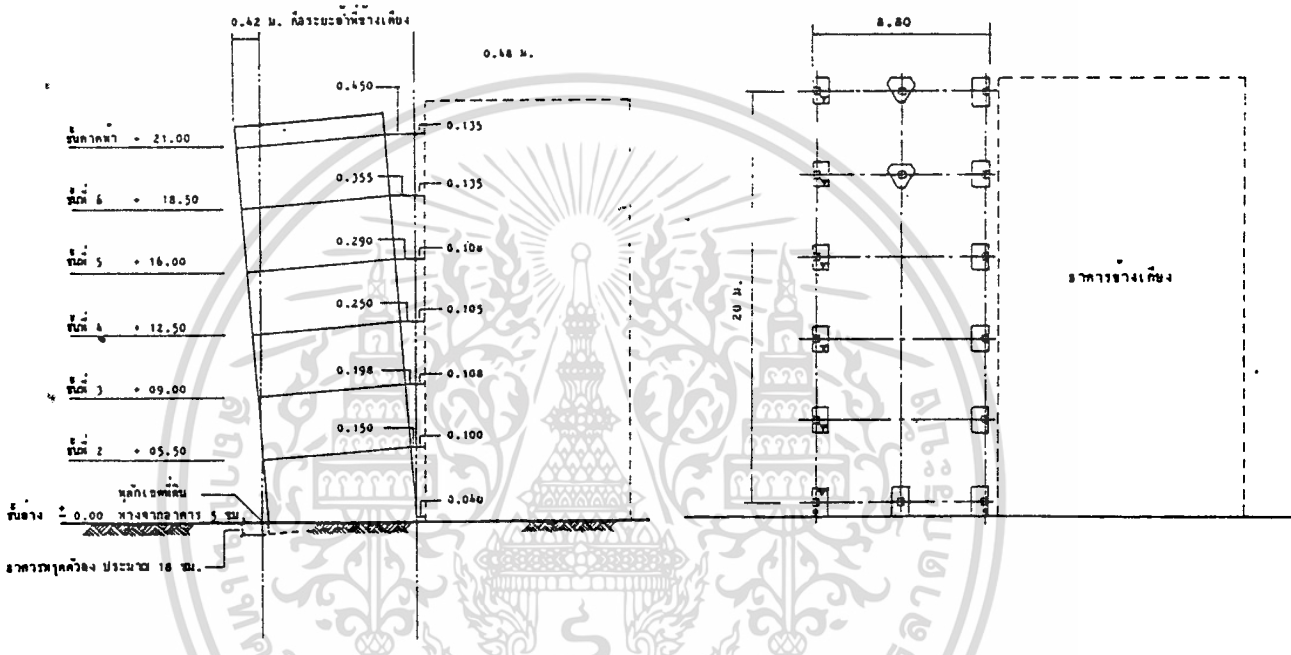
1.การที่ผู้ออกแบบมีความเข้าใจลักษณะโครงสร้างและพฤติกรรมของโครงสร้างอย่างแท้จริงในการออกแบบโครงสร้างนั้น

2. การที่ผู้ก่อสร้างและผู้ควบคุมงานเข้าใจลักษณะการก่อสร้างของโครงสร้างและสามารถดำเนินการก่อสร้างได้อย่างถูกต้องแท้จริงอย่างแท้จริง

3. การนำอาคารไปใช้ในลักษณะที่ถูกต้องกับการที่ออกแบบมา ก็สามารถป้องกันการวิบัติของโครงสร้างได้

การนำแนวทางป้องกันจากโครงงานพิเศษเรื่องการวิบัติของโครงสร้าง อาจจะสามารถนำไปใช้ป้องกันการวิบัติของอาคารได้บ้างและยังเป็นอุธาหรณ์เตือนใจวิศวกรไม่ให้ตั้งมั่นอยู่ในความประมาท

ภาคผนวก



รูปที่ 2.1.16 แสดงภาพแปลนของอาคารนาวาฯ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดัชนี

การทรุดตัวของทาวน์เฮ้าส์ที่หมู่บ้านจิรธร

การวิบัติของเสาเข็ม 4

การวิบัติของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 3 ชั้นที่ตลิ่งชัน 7

การวิบัติของเข็มที่เกิดจากสาเหตุการก่อสร้างเข็มตอก 14

ความคลาดเคลื่อนของตำแหน่งเสาเข็ม 14

เสาเข็มหัก เสาเข็มแตก 18

การวิบัติของเข็มเจาะเนื่องจากการก่อสร้าง 19

การแก้ไขความเสียหายที่เกิดขึ้นของเข็มเจาะ 21

การทรุดตัวที่แตกต่างของอาคารใหม่กับอาคารเก่า 22

การทรุดตัวของอาคารห้องแถวสูง 4 ชั้น 24

การทรุดตัวที่แตกต่างของอาคารคณะแพทยศาสตร์ 26

การแก้ไขอาคารนาวาฯ ด้วยวิธีการเสริมฐานราก (underpinning) 30

หลักเกณฑ์ในการออกแบบเพื่อป้องกันปัญหาในเรื่องการทรุดตัวที่แตกต่าง 32

การวิบัติของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก 37

การวิบัติของพื้นหล่อในที่ 43

การวิบัติของ Bailey's crossroads 43

การวิบัติของ Commomwealth avenue 46

การวิบัติของอาคารที่ Cocoa Beach 49

การวิบัติของ L'Ambiance plaza 54

การวิบัติของอาคารที่ Jackson , Michigan 58

การวิบัติของ Miami apartment 63

การวิบัติที่ Williamsburg homes 64

การวิบัติที่ East side high-rise 67

การวิบัติของอาคารจอดรถ Downstate 70

การวิบัติของคานหล่อในที่ 73

การวิบัติที่ Arington plaza 72

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิบัติของหลังคาที่มหาวิทยาลัย Midwestern 75

การวิบัติของเสาเหล่อในที่ 78

การวิบัติของอาคารที่วิทยาลัย Nassau county state 78

การวิบัติของโรงแรม New World ในสิงค์โปร์ 81

การวิบัติของพื้นหล่อสำเร็จ 84

การวิบัติของแผ่นพื้นสำเร็จที่วิทยาลัย Rockland 84

การวิบัติของหลังคาที่โรงเรียนมัธยมศึกษา Astisch 88

การวิบัติของอพาร์เม้นต์ที่ Westside 90

การวิบัติของคานหล่อสำเร็จ 92

การวิบัติของโรงงานอุตสาหกรรมที่ Seattle 92

การวิบัติของอาคารที่จอครถชั้นดาดฟ้าศูนย์การค้า Upstate 95

การวิบัติที่จอครถของอาคาร Old country 99

การวิบัติที่โรงพยาบาล Upstate metal health 100

การวิบัติที่จอดถอาคารศูนย์การค้า westbury 103

การวิบัติของสะพานรถไฟที่ New york 106

การวิบัติของผนังหล่อสำเร็จ 107

การวิบัติของแผ่นผนังคอนกรีตหล่อสำเร็จ 107

การวิบัติของโครงสร้างเหล็ก

การวิบัติเนื่องจากการออกแบบรอยต่อของโครงสร้างเหล็ก 115

การวิบัติที่ Hyatt regency hotel 116

การวิบัติที่ Midwestern university baseketball arena 119

การวิบัติที่ New york city stadium 122

การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกิดจากการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้า ง 128

การวิบัติที่ IRS Warehouse 131

การวิบัติที่ Warehouse 131

การวิบัติของสะพาน Cleddan bridge 132

การวิบัติเนื่องจากการออกแบบค้ำยันไม่เพียงพอ 134

การวิบัติที่ Industrial park warehouse 134

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า

การวิบัติที่ Brooklyn theater 137
การวิบัติที่ First christian church-long beach calif 141
การวิบัติที่ Hyatt buick building 143
การวิบัติเนื่องจากการออกแบบรอยเชื่อม 145
การวิบัติที่ College science building 145
การวิบัติที่ Wolftrap center 148
การวิบัติที่ New york broadcasting headquarters 151
การวิบัติที่ General manufacturing plant 154
การวิบัติของสะพาน King's Bridge 157
การวิบัติของ Quebac bridge 158
ข้อพกพร่องในการเชื่อมและการแก้ไข
การแตกแบบเปราะ (brittle fracture) 178
ชิ้นงานบิด (distortion) 179
การโก่งของแผ่นเหล็ก (warping of in plates) 180
ความเครียดในชิ้นงานที่เชื่อม 180
รอยเชื่อมแตก (cracked weld) 181
รอยเชื่อมมีลักษณะปรากฏไม่ดี (poor welding appearance) 181
การหลอมละลายไม่ดี (poor fusion) 182
การซึมลึกไม่สมบูรณ์ (incomplete penetration) 182
รูพรุนในรอยเชื่อม (porous welds) 183
การวิบัติของโครงสร้างเหล็กอันเกิดจากการก่อสร้าง 183
การวิบัติที่ Arverne nursing home 184
การวิบัติที่ Staten island racquet 188
การวิบัติที่ High school-indianapolis 190
การวิบัติที่ Sem industrial building 192
การวิบัติที่ Quebec bridge 194

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หนังสืออ้างอิง

1. STRUCTURE STEEL DESIGN ASD METHOD BY JACK MCCORMAC 4 th EDITION
2. การก่อสร้างโครงสร้างเหล็ก ดร. สุจริต คูณธนกุลวงศ์ และ ทักษิณ เทพชาตรี
3. พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก ทักษิณ เทพชาตรี
4. มาตราฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ว.ส.ท.
5. เสาเข็มและระบบพื้นสำเร็จรูป ผ.ศ. ต่อตระกูล ยมนาค
6. หลักการเชื่อมประสาน
7. การวิบัติและการแก้ไข อ. อรุณ ชัยเสรี
8. THE REPAIR OF CONCRETE STRUCTURES SECOND EDITION BY R.T.L. ALLEN S.C.E.D. WARDS J.D.N. SHAW
9. STRUCTURE DETAILS IN CONCRETE BY M. Y. H. BANGASH
11. CONSTRUCTURE FAILURE BY FACOB FELD
12 DESIGN OF STEEL STRUCTURES THIRD EDITION BY EDWIN H. GAYLORD JR. CHARLES N. GAYLORD JAMES E. STALLEYERR
13. STRUCTURAL STEEL DESIGN BY PATRICK J. DOWLING PETER KNOWLES DOR. KAMINETZKY
14. BUILDING FAILURES BY THOMAS H. MAKAIG
15. ENGINEERING STRUCTURE FAILURES BY ROLT HAMMONDS
16. STRUCTURE DETAIL FOR CONCRETE CONSTRUCTION BY MORTON NEWMAN. P.E.
17. BUILDING DISASTERS AND FAILURES BY GESFF SCOTT
18. การสัมมนาเรื่องการวิบัติของอาคาร ว.ส.ท. ปี 2526
    ความสำคัญของ DIFFERENTIAL SETTLEMENT ต่อการวิบัติของโครงสร้าง
    โดย ผ.ศ. สุรฉัตร สัมพันธารักษ์ (SC.D)
    การวิบัติของโครงสร้าง (CASE STUDY) โดย ดร. ทักษิณ เทพชาตรี
19. เอกสารการวิบัติของอาคาร ว.ส.ท. โดย ดร.เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ
20. DESIGN CONSTRUCTION FAILURE BY DOR. KAMINETZK

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้