

รายการอ้างอิง

1. Fintel, M. Ductile shear walls in earthquake resistant multistory buildings. ACI Journal Vol. 71 No. 6 (June 1974): 296-365.
2. Derecho, A. T., S. K. Ghosh, M. Iqbal, and M. Fintel. Strength, stiffness, and ductility required in reinforced concrete structural walls for earthquake resistance. ACI Journal Vol. 76 No. 7 (August 1979): 875-895.
3. Benjamin, J. R., and H. A. Williams. Behavior of reinforced concrete shear walls. Transaction, ASCE Vol. 124 (1959): 669-708.
4. Cardenas, A. E., and D. D. Magura. Strength of high-rise shear walls: Rectangular cross section. Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, SP-36, 119-150. American Concrete Institute, Detroit, 1973.
5. Oesterle, R. G., et al. Earthquake resistant structural walls-tests of isolated walls. Report to National Science Foundation, Concrete Technology Laboratories, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, October 1975.
6. Oesterle, R. G., J. D. Aristizabal-Ochoa, K. N. Shiu, and W. G. Corley. Web crushing of reinforced concrete structural walls. ACI Journal Vol. 81 No. 3 (May-June 1984): 231-241.
7. ACI Committee 318. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89). American Concrete Institute, Detroit, 1989.
8. Lefas, I. D., M. D. Kotsovos, and N. N. Ambraseys. Behavior of reinforced concrete structural walls: Strength, deformation characteristics, and failure mechanism. ACI Structural Journal Vol. 87 No. 1 (January-February 1990): 23-31.
9. Lefas, I. D., and M. D. Kotsovos. Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals. ACI Structural Journal Vol. 87 No. 6 (November-December 1990): 716-726.
10. Pilakoutas, K., and A. Elnashai. Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, Part I: Experimental Results. ACI Structural Journal Vol. 92 No. 3 (May-June 1995): 271-281.

11. Pilakoutas, K., and A. Elnashai. Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls. Part II: Discussions and theoretical comparisons. ACI Structural Journal Vol. 92 No. 4 (July-August 1995): 425-434.
12. Sittipunt, C., and S. L. Wood. Influence of web reinforcement on the cyclic response of structural walls. ACI Structural Journal Vol. 92 No. 6 (November-December 1995): 745-756.
13. Sittipunt, C., and S. L. Wood. Finite element analysis of reinforced concrete shear walls. Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 584. University of Illinois, Urbana, 1993.
14. Fiorato, A. E., R. G. Oesterle, and W. G. Corley. Behavior of earthquake resistant structural walls before and after repair. ACI Journal Vol. 80 No. 5 (September-October 1983): 403-413.
15. Park, R., and Paulay, T. Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons, Inc., 1975.
16. Park, R., D. C. Kent, and A. S. Richard. Reinforced concrete members with cyclic loading. Journal of Structural Division, ASCE Vol. 98 No. ST7 (July 1972): 1341-1360.
17. Paulay, T., and Priestley, M. J. N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, Inc., 1992.
18. Paulay, T., M. J. N. Priestley, and A. J. Syngé. Ductility in earthquake resisting squat shearwalls. Journal of the American Concrete Institute Vol. 79 (July-August 1982): 257-268.
19. Paulay, T., and J. M. Mestyanek. Structural walls with limited ductility. Pacific Concrete Conference, pp. 207-218. 8-11 November 1988, New Zealand.
20. Paulay, T. Ductility of reinforced concrete shearwalls for seismic areas. Reinforced Concrete Structures in Seismic Zone, Special Publication SP53-7, 127-147. American Concrete Institute, 1977.
21. Paulay, T. Earthquake-resisting shearwalls-new zealand design trends. ACI Journal Vol. 77 (May-June 1980): 144-152.
22. Paulay, T., and P. J. Loeber. Shear transfer by aggregate interlock. Shear in Reinforced Concrete, Special Publication SP42-1, 1-15. American Concrete Institute, 1974.

23. Paulay, T., R. Park, and M. H. Phillips. Horizontal construction joint in cast-in-place reinforced concrete. Shear in Reinforced Concrete, Special Publication SP42-27, 599-616. American Concrete Institute, 1974.
24. Placas, A., and P. E. Regan. Shear failures of reinforced concrete beams. Journal of the American Concrete Institute Vol. 68 (October 1971): 763-773.
25. Wood, S. L. Experimental Investigation of the Strength, stiffness, and deformation capacity of slender reinforced concrete walls. A Proposal to the National Science Foundation, 1989.
26. Massicotte, B., J. G. Macgregor, and A. E. Elwi. Behavior of concrete panels subjected to axial and lateral loads. Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 116 No. 9 (September 1990): 2324-2343.
27. Mattock, A. H. Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane. Shear in Reinforced Concrete, Special Publication SP42-2, 17-41. American Concrete Institute, 1974.
28. Mattock, A. H. Cyclic shear transfer and type of interface. Journal of Structural Division, ASCE Vol. 107 No. ST10 (October 1981): 1945-1964.
29. Valenas, J. M., B. Vitelmov, and E. P. Popov. Hysteresis behavior of reinforced concrete structural wall. Report No. UCB/EERC-79/20. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 1979.
30. MacGregor, J.G. Reinforced concrete: Mechanics and design. Prentice-Hall International, Inc., 1997.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.1 รายละเอียดการเสริมเหล็กของตัวอย่างทดสอบ

ตัวอย่างทดสอบที่	เหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element		เหล็กเสริมรับแรงเฉือน แนวตั้งในกำแพง		เหล็กเสริมรับแรงเฉือน แนวตั้งในกำแพง		เหล็กเสริมรับแรงเฉือน ในแนวทแยง		เหล็กเสริมโอบรัดใน Boundary Element		หมายเหตุ
	รูปแบบ	ρ_t (%)	รูปแบบ	ρ_n (%)	รูปแบบ	ρ_v (%)	รูปแบบ	ρ_d (%)	รูปแบบ	ρ_s (%)	
1	6DB16+2DB12	2.290	DB10@0.15	0.523	DB10@0.20	0.393	-	-	RB6@0.10	0.283	-
2	6DB16+2DB12	2.290	DB10@0.10	0.785	DB10@0.15	0.523	-	-	RB6@0.10	0.283	-
3	6DB16+2DB12	2.290	DB10@0.15	0.523	DB10@0.20	0.393	-	-	RB6@0.10	0.283	เหล็กเฉื่อย RB19@0.12
4	6DB16+2DB12	2.280	DB10@0.30	0.262	DB10@0.30	0.262	4DB20+4DB20	-	RB6@0.10	0.283	-
5	6DB16+2DB12	2.290	-	-	-	-	DB10@0.15	0.523	RB6@0.10	0.283	-
6	6DB16+2DB12	2.290	-	-	-	-	DB10@0.10	0.765	RB6@0.10	0.283	-

ตารางที่ 2.2 ผลการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ตัวอย่างทดสอบที่	อายุ (วัน)	f'_c (กก./ซม. ²)	E_c (กก./ซม. ²)
1	180	373	293093
2	180	365	288464
3	180	348	290260
4	165	373	293093
5	165	385	301050
6	165	370	298377

เมื่อ f'_c = ค่ากำลังอัดของตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอก

E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

ตารางที่ 2.3 ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมที่ใช้ในงานวิจัยนี้

ตัวอย่างเหล็กเสริม	f_y (กก./ซม. ²)	f_{su} (กก./ซม. ²)	E_s (กก./ซม. ²)
RB 6	4523	5477	2000000
DB 10	4586	7134	1920000
DB 12	4336	7345	1950000
DB 16	4826	7761	2040000
DB 20	4841	6274	2290000

เมื่อ f_y = กำลังครากของเหล็กเสริม

f_{su} = กำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

E_s = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม

ตารางที่ 3.1 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 1

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
1	+20.0	+1.66	เกิดรอยร้าวครั้งแรกที่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ
4	+45.0	+7.90	รอยร้าวเริ่มขยายขึ้นไปบริเวณส่วนบนของตัวอย่างทดสอบ และเหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element ด้านที่ติดกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มเกิดการคราก (Yield)
7	+49.1 , -38.5	± 15.00	รอยแตกร้าวในกำแพง (Web) และใน Boundary Element เริ่มต่อเป็นเส้นเดียวกัน
8	+46.3 , -39.0	± 15.00	รอยแตกร้าวบริเวณส่วนล่างเริ่มเปิดกว้างมากขึ้น โดยมีความกว้างประมาณ 2-3 มม.
10	+47.9 , -37.4	± 22.50	รอยแตกร้าวบริเวณส่วนล่างมีความกว้างมากกว่าส่วนบน ซึ่งวัดความกว้างในบริเวณส่วนล่างได้ประมาณ 3 มม.
15	-35.4	-30.00	คอนกรีตใน Boundary Element ด้านที่ติดกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มแตก (Crushing)
16	+47.5	+37.50	คอนกรีตใน Boundary Element ด้านตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มแตก (Crushing) และมีการเลื่อน (Slip) ตรงรอยต่อระหว่างตัวกำแพงกับฐานกำแพงประมาณ 6 มม.

ตารางที่ 3.1 (ต่อ) พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 1

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
17	-39.8	-37.50	เหล็กเสริมรับแรงตัดใน Boundary Element ด้านที่ติดกับเครื่องกีดน้ำหนักเกิดการโก่งเดาะ (Buckle)
19	+27.2	+45.00	เกิดการแตก (Crushing) ของคอนกรีตในบริเวณกำแพง (Web) ส่วนล่างเหนือฐานกำแพงขึ้นมาประมาณ 40-45 ซม. จากขวาไปซ้าย และทำให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียกำลังรับน้ำหนัก

ตารางที่ 3.2 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 2

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
1	+20.0	+2.00	เกิดรอยร้าวครั้งแรกที่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ
4	+45.0	+7.77	รอยร้าวเริ่มขยายขึ้นไปบริเวณส่วนบนของตัวอย่างทดสอบ และเหล็กเสริมรับแรงคดใน Boundary Element ด้านที่ติดกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มเกิดการคราก (Yield)
7	+55.7 , -50.5	± 15.00	รอยแตกร้าวในกำแพง (Web) และใน Boundary Element เริ่มต่อเป็นเส้นเดียวกัน
10	+59.1 , -53.1	± 22.50	รอยแตกร้าวบริเวณส่วนล่างมีความกว้างมากกว่าส่วนบน ซึ่งวัดความกว้างในบริเวณส่วนล่างได้ประมาณ 1.50 มม.
15	+50.4 , -34.0	± 30.00	คอนกรีตใน Boundary Element ทั้งสองด้านเริ่มแตก (Crushing)
16	-	กำลังเข้าสู่ -37.50	คอนกรีตใน Boundary Element ทั้งสองด้านมีการแตกกะเทาะ (Spalling) หลุดออกมา และเหล็กเสริมรับแรงคดเกิดการโก่งเดาะ (Buckle)
	-41.2	-37.50	คอนกรีตในบริเวณกำแพง (Web) ส่วนล่างเหนือฐานกำแพงขึ้นมาประมาณ 20-30 ซม. เกิดการแตกกะเทาะ (Spalling) จากขวาไปซ้าย และทำให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียกำลังรับน้ำหนัก

ตารางที่ 3.3 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 3

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
1	+15.0	+1.06	เกิดรอยร้าวครั้งแรกที่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ
4	+41.8	+7.50	รอยร้าวเริ่มขยายขึ้นไปบริเวณส่วนบนของตัวอย่างทดสอบ
7	+54.2 , -52.2	± 15.00	รอยแตกร้าวในกำแพง (Web) และใน Boundary Element เริ่มมีมากขึ้น และเริ่มต่อเป็นเส้นเดียวกัน
8	+50.8 , -48.7	± 15.00	บริเวณส่วนล่างซึ่งอยู่เหนือฐานกำแพงขึ้นมาประมาณ 20 ซม. รอยแตกร้าวเริ่มมีความชันลดลงจนกระทั่งอยู่ในแนวนอน ส่วนบริเวณที่อยู่ต่ำกว่าระดับ 20 ซม. เหนือฐานกำแพงคอนกรีตยังอยู่ในสภาพปกติ มีเพียงรอยแตกร้าวขนาดเล็กปรากฏอยู่เท่านั้น
10	+55.7 , -53.0	± 22.50	รอยแตกร้าวบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบมีความกว้างประมาณ 2-3 มม. ซึ่งใกล้เคียงกับตัวอย่างทดสอบที่ 1
13	+54.5 , -52.0	± 30.00	เริ่มเกิดรอยแตกร้าวในบริเวณที่อยู่ต่ำกว่าระดับ 20 ซม. เหนือฐานกำแพง และคอนกรีตที่อยู่บริเวณกำแพง (Web) ส่วนล่างเหนือฐานกำแพงขึ้นมาประมาณ 20-25 ซม. เริ่มเกิดการแตกกะเทาะ (Spalling) ห่างจาก Boundary Element ทั้งสองด้านประมาณ 10-20 ซม.

ตารางที่ 3.3 (ต่อ) พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 3

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
16	+45.0	+37.50	คอนกรีตใน Boundary Element ด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มแตก (Crushing) และไม่มีอาการโก่งเดาะ (Buckle) ของเหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element และจากนั้นคอนกรีตในบริเวณกำแพง (Web) ส่วนล่างเหนือฐานกำแพงขึ้นมาประมาณ 30 ซม. ซึ่งอยู่ติดกับ Boundary Element ด้านตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มแตก (Crushing) เป็นวงกว้าง และทำให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียกำลังรับน้ำหนักอย่างกะทันหัน

ตารางที่ 3.4 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 4

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
1	± 20.0	± 1.70	เกิดรอยร้าวครั้งแรกที่บริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ และจะมีเพียงสองเส้นตัดกันในแนวทแยง โดยมีแนวเอียง 45 องศาเทียบกับแนวราบ ซึ่งจะแตกร้าวในแนวเดียวกับเหล็กเสริมทแยง DB20 ที่ อยู่ในบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ
4	+50.0	+7.80	เกิดรอยร้าวสองเส้นที่ตัดกันในแนวทแยง โดยมีแนวเอียง 45 องศาเทียบกับแนวราบ ซึ่งจะแตกร้าวในแนวเดียวกับเหล็กเสริมทแยง DB20 ที่อยู่บริเวณส่วนบนของตัวอย่างทดสอบ และเหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element ด้านที่ติดกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มแตก
7	+59.3 , -53.7	± 15.00	คอนกรีตในบริเวณกำแพง (Web) ที่อยู่ต่ำกว่าระดับ 10 ซม. เหนือฐานกำแพงยังอยู่ในสภาพปกติ มีเฉพาะรอยแตกร้าวแนวนอนเกิดขึ้นใน Boundary Element
8	+55.7 , -51.4	± 15.00	เริ่มมีรอยแตกร้าวในบริเวณด้านล่างของ Boundary Element ทั้งสองด้านมากขึ้น

ตารางที่ 3.4 (ต่อ) พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 4

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
10	+57.4 , -52.7	± 22.50	เกิดรอยแตกร้าวแนวอนขึ้นในบริเวณกำแพง (Web) ที่อยู่ต่ำกว่าระดับ 10 ซม. เหนือฐานกำแพงและมีการเลื่อน (Slip) ไปมาตรงรอยต่อระหว่างตัวกำแพงกับฐานกำแพงประมาณ 2 ซม.
12	+51.7 , -46.2	± 22.50	คอนกรีตใน Boundary Element ทั้งสองด้านเกิดการแตกกะเทาะ (Spalling) หลุดออกมาจนเห็นเหล็กเสริมรับแรงดัดที่อยู่ข้างใน
13	+56.8 , -48.1	± 30.00	คอนกรีตในบริเวณกำแพง (Web) ส่วนล่างที่อยู่ด้านตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักและอยู่เหนือฐานกำแพงประมาณ 5 ซม. เริ่มแตกกะเทาะ (Spalling) หลุดออกมาเป็นแนวยาวประมาณ 25 ซม.
16	-45.3	-37.50	เกิดการแตกกะเทาะ (Spalling) บริเวณด้านล่างของ Boundary Element ทั้งสองด้านอย่างรวดเร็วและมีการเลื่อน (Slip) ไปมาตรงรอยต่อระหว่างตัวกำแพงกับฐานกำแพงประมาณ 3.50 ซม. จนทำให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียกำลังรับน้ำหนัก

ตารางที่ 3.5 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 5

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
1	+20.0	+1.67	เกิดรอยร้าวครั้งแรกที่บริเวณส่วนล่างของตัวทรงทดสอบ
4	+44.0	+8.02	รอยร้าวเริ่มขยายขึ้นไปสู่บริเวณส่วนบนของตัวอย่างทดสอบ โดยรอยแตกเริ่มเกิดขึ้นในกำแพง (Web) ซึ่งมดในขณะนี้ จะมีลักษณะคล้ายกับรูปแบบการรับแรงเฉือนในแนวทแยงของตัวอย่างทดสอบ และเหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element ด้านที่ติดกับเครื่องกลหนักเริ่มร้าวพร้อมกับเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในกำแพง (Web)
7	+49.6 , -34.4	± 15.00	คอนกรีตบริเวณด้านล่างของ Boundary Element ที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกลหนักเริ่มแตก (Crushing)
10	+53.5	+22.50	คอนกรีตบริเวณด้านล่างของ Boundary Element ที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกลหนักเริ่มกะเทาะ (Spalling) ออกมา
	-52.4	-22.50	คอนกรีตบริเวณด้านล่างของ Boundary Element ที่อยู่ด้านเดียวกับเครื่องกลหนักเริ่มแตก (Crushing)

ตารางที่ 3.5 (ต่อ) พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 5

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ ระดับ 2.10 ม. เหนือ ฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ ระดับ 2.10 ม. เหนือฐาน กำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
13	+57.6 , -53.4	± 30.00	คอนกรีตใน Boundary Element ทั้งสองด้านเริ่มแตกกะเทาะ (Spalling) หลุดออกมามากขึ้น
14	+50.5 , -47.4	± 30.00	เหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element ด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักเกิดการโก่งเดาะ (Buckle)
15	+28.6	กำลังเข้าสู่ +30.00	คอนกรีตบริเวณส่วนล่างของ กำแพง (Web) ซึ่งอยู่ติดกับ Boundary Element ด้านตรงข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักเกิดการแตกกะเทาะ (Spalling) หลุดออกมาเป็นวงกว้าง ทำให้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่อยู่บริเวณนั้นเกิดการโก่งเดาะ (Buckle) และทำให้ตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียกำลังในการรับน้ำหนัก

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.6 พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 6

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ ระดับ 2.10 ม. เหนือ ฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ ระดับ 2.10 ม. เหนือฐาน กำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
1	+20.0	+1.28	เกิดรอยร้าวแนวนอนขึ้นในกำแพง (Web) ที่ระดับ 65 ซม. เหนือฐาน กำแพง
4	+49.0	+7.05	เหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element ด้านที่ติดกับเครื่องกด น้ำหนักเริ่มคราก
7	+62.0 , -60.1	± 15.00	รอยร้าวที่เกิดขึ้นทั้งในบริเวณ กำแพง (Web) และใน Boundary Element เริ่มหนาแน่นขึ้นเรื่อยๆ จนเริ่มต่อเป็นเส้นเดียวกัน
8	+57.9	+15.00	คอนกรีตบริเวณด้านล่างของ Boundary Element ด้านที่อยู่ตรง ข้ามกับเครื่องกดน้ำหนักเริ่มแตก (Crushing)
10	+62.3 , -61.8	± 22.50	รอยแตกร้าวบริเวณด้านล่างของ กำแพง (Web) เริ่มเปิดกว้างมาก ขึ้น โดยมีความกว้างของรอยแตก ร้าวประมาณ 0.80-1.00 มม. ส่วน บริเวณด้านบนของกำแพงรอย แตกร้าวค่อนข้างแคบ คือมีความ กว้างประมาณ 0.10-0.25 มม.
13	± 63.2	± 30.00	คอนกรีตใน Boundary Element ด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกด น้ำหนักมีการแตกกะเทาะ (Spalling) ออกมามากขึ้น

ตารางที่ 3.6 (ต่อ) พฤติกรรมของตัวอย่างทดสอบที่ 6

รอบที่	แรงกระทำด้านข้างที่ ระดับ 2.10 ม. เหนือ ฐานกำแพง (ตัน)	การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ ระดับ 2.10 ม. เหนือฐาน กำแพง (มม.)	พฤติกรรมที่เกิดขึ้น
15	+60.4 , -59.1	+30.00	เหล็กเสริมรับแรงตัดใน Boundary Element ด้านที่อยู่ตรงข้ามกับเครื่องกวดน้ำหนักเกิดการโก่งเตาะ (Buckle)
16	-39.4	-37.50	ตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียกำลังรับน้ำหนัก

ตารางที่ 4.1 หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในกำแพงขณะเกิด Web Crushing

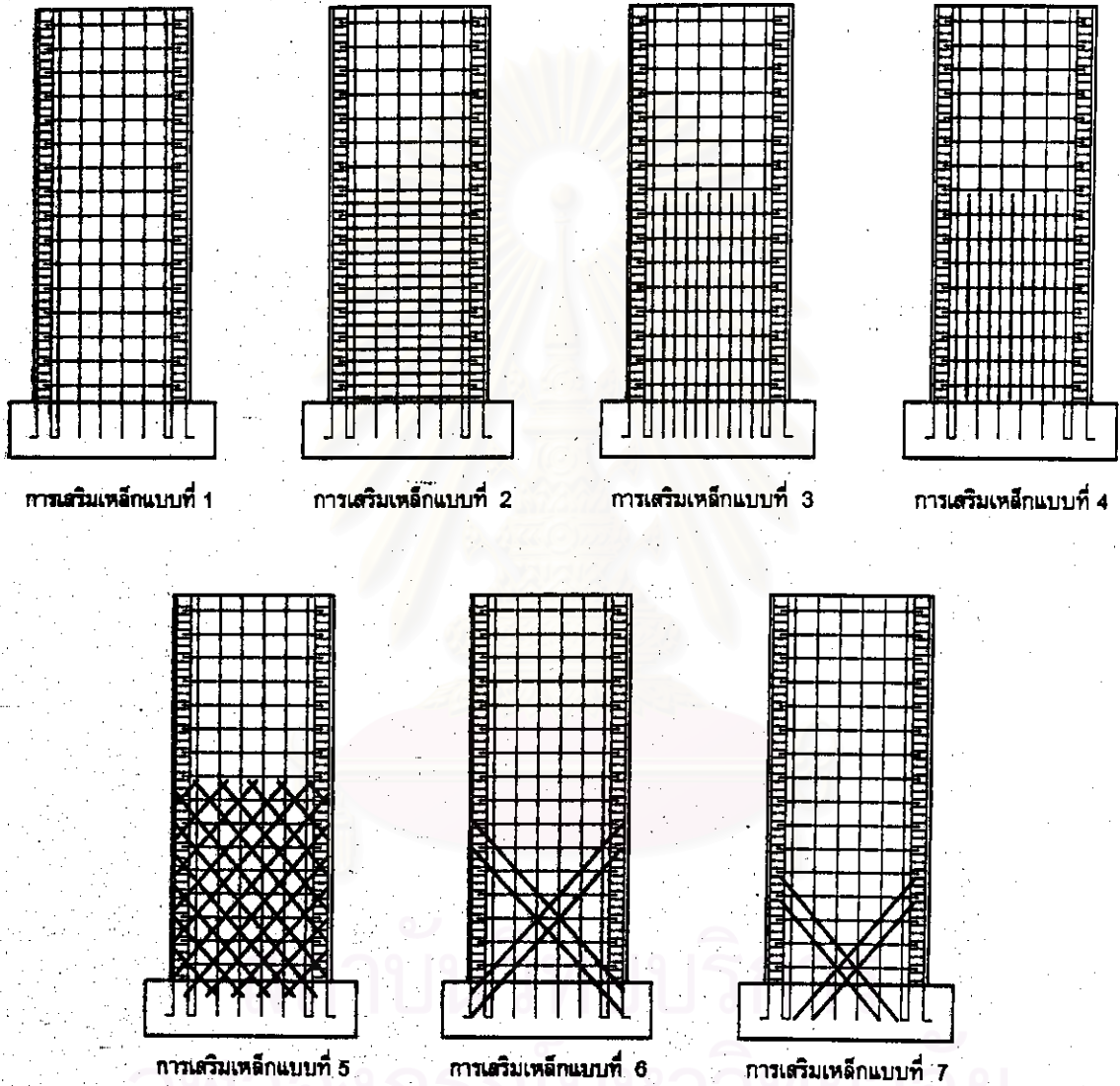
ตัวอย่างทดสอบที่	$\sqrt{f'_c}$	ksc
1	1.545	29.84
2	1.557	29.75
3	1.753	32.71

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

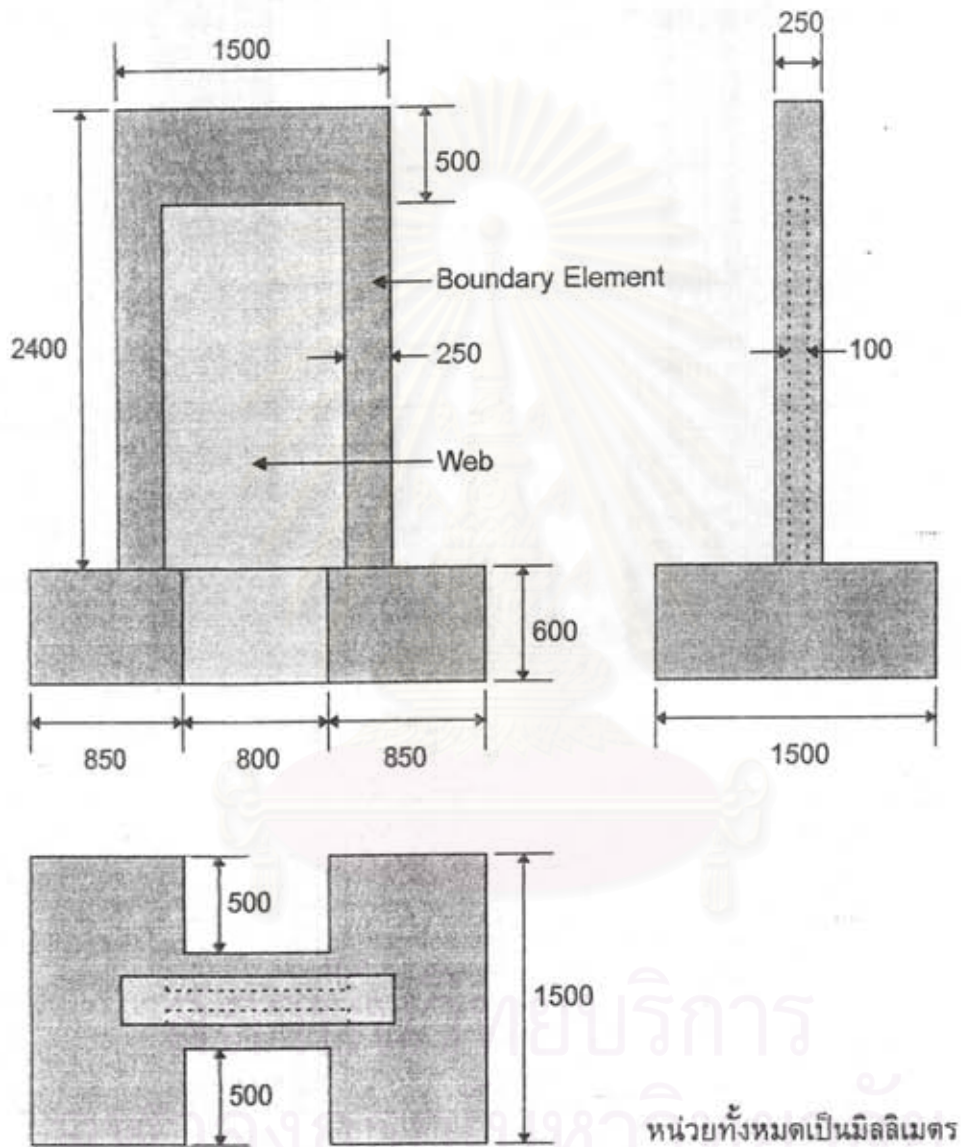
ตารางที่ 4.2 การเปรียบเทียบกำลังของค้ำอย่างทดสอบ

ค้ำอย่างทดสอบที่	ออกแบบตามวิธีของ ACI				กำลังสูงสุดของค้ำอย่างทดสอบ		รูปแบบการวิบัติ
	กำลังรับแรงค้ำ		กำลังรับแรงเฉือน		ที่ได้จากผลการทดสอบ		
	ค้ำ	$\sqrt{f_c}$	ค้ำ	$\sqrt{f_c}$	ค้ำ	$\sqrt{f_c}$	
1	44	2.100	44	2.100	50	2.406	Web Crushing
2	45	2.165	56	2.694	62	2.983	Web Crushing
3	-	-	-	-	56	2.694	Web Crushing
4	38	1.828	54	2.598	59	2.839	Sliding Shear
5	38	1.828	43	2.069	58	2.791	Flexural Failure
6	38	1.828	56	2.694	63	3.031	Flexural Failure

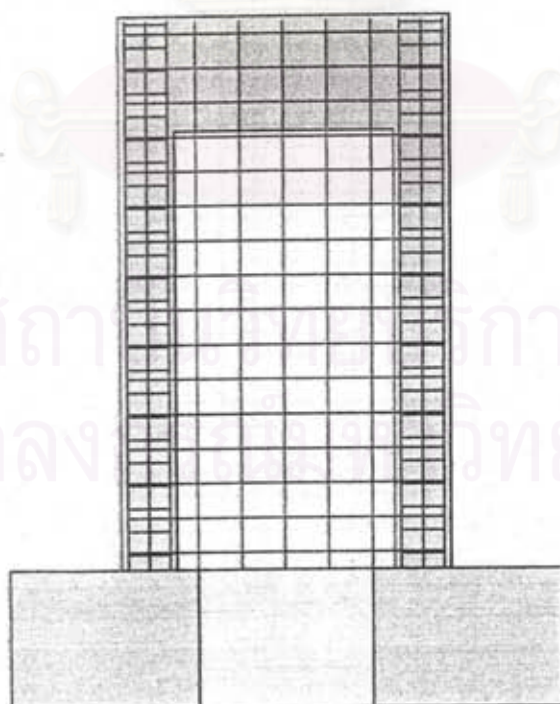
• กำลังรับแรงค้ำคำนวณหาโดยใช้วิธีความเครียดสอดคล้อง (Strain Compatibility) และไม่คิดผลของ Strain Hardening ของเหล็กเสริม



รูปที่ 1.1 ลักษณะการเสริมเหล็กแบบต่างๆ ในการวิเคราะห์โดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

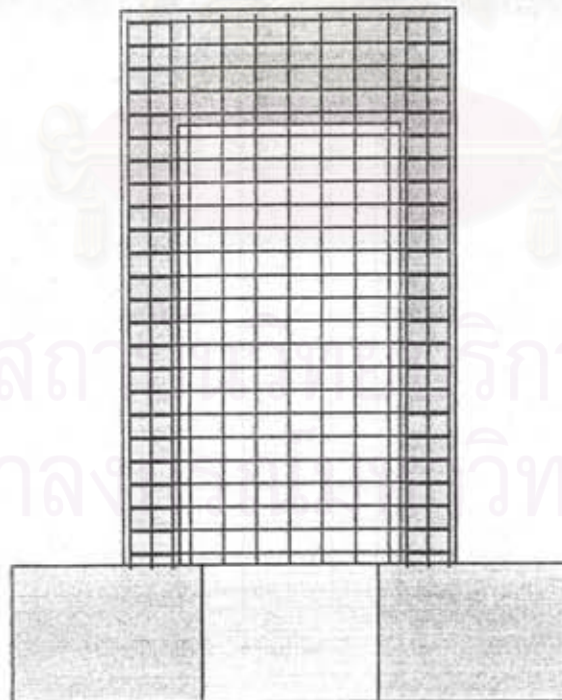


รูปที่ 2.1 ขนาดและรูปร่างของตัวอย่างทดสอบ



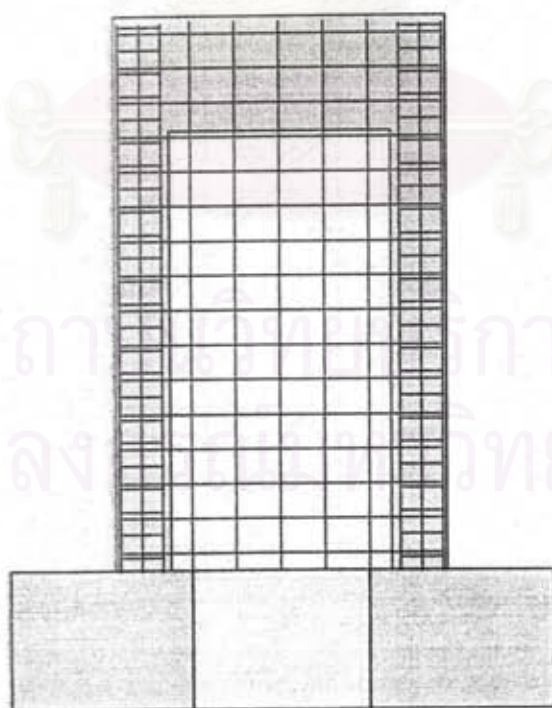
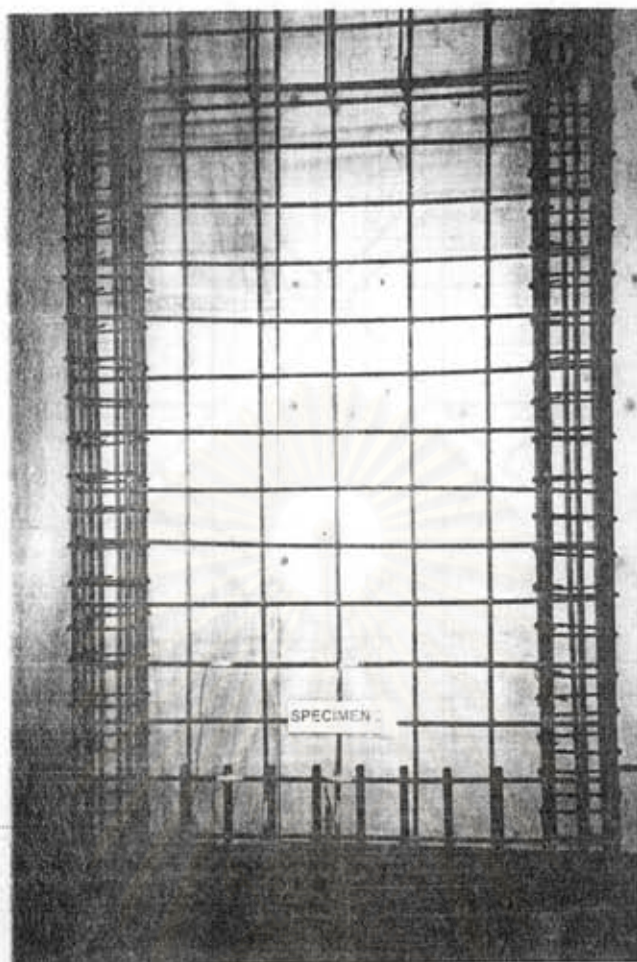
ก) ตัวอย่างทดสอบที่ 1

รูปที่ 2.2 ลักษณะการเสริมเหล็กแบบต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้



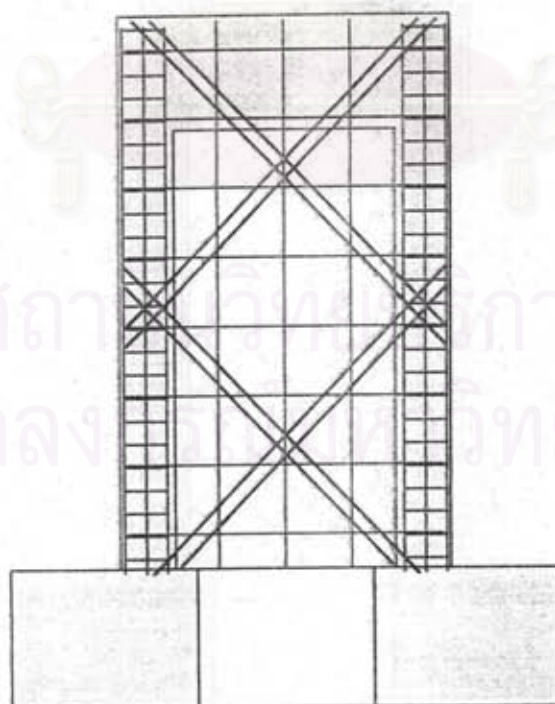
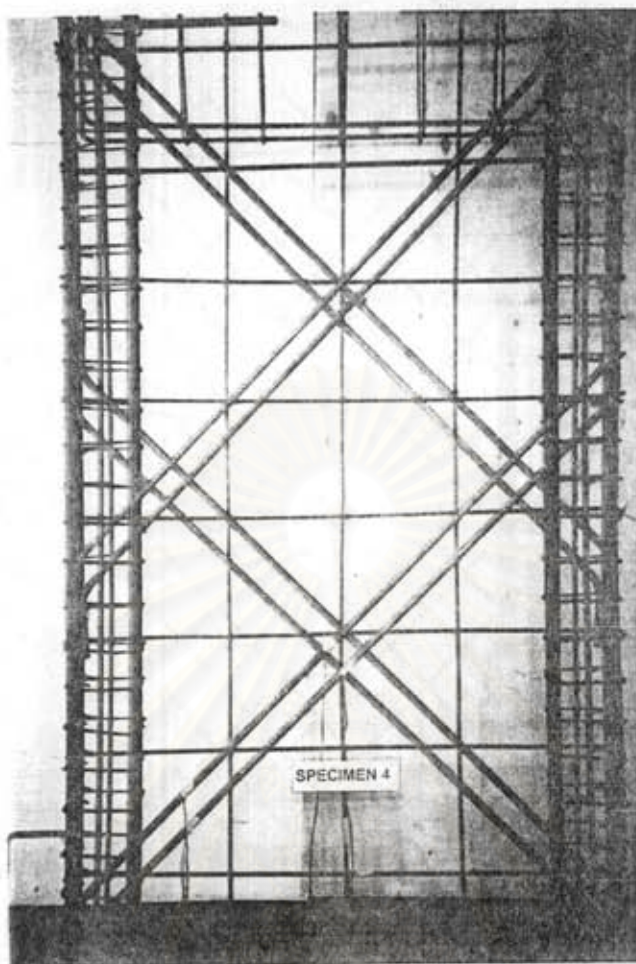
ข) ตัวอย่างทดสอบที่ 2

รูปที่ 2.2 (ต่อ) ลักษณะการเสริมเหล็กแบบต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้



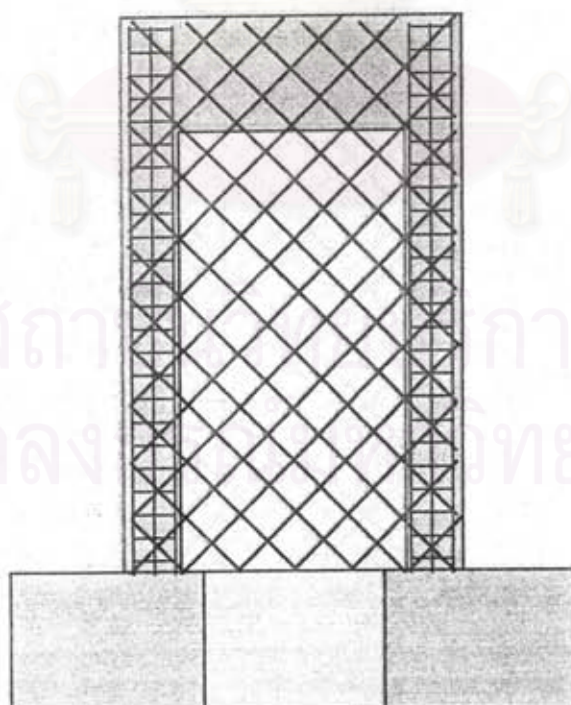
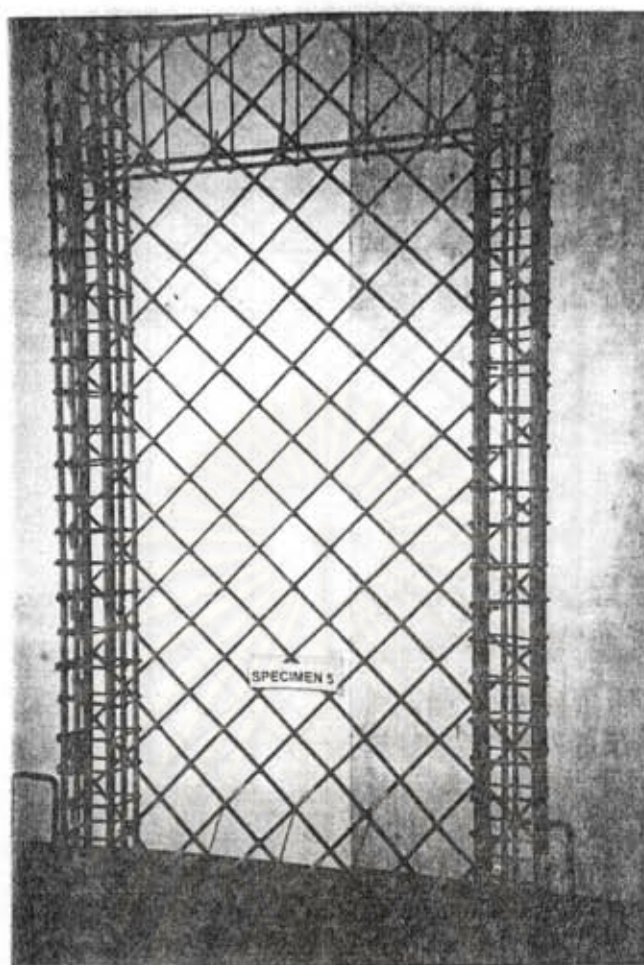
ค) ตัวอย่างทดสอบที่ 3

รูปที่ 2.2 (ต่อ) ลักษณะการเสริมเหล็กแบบต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้



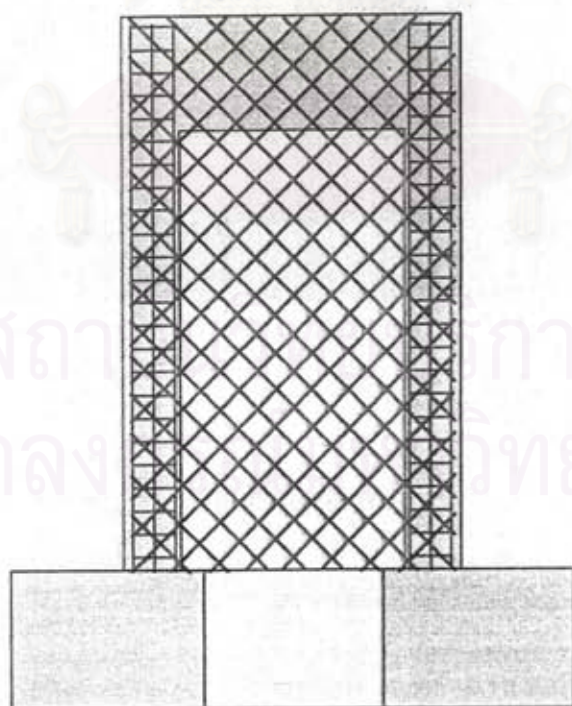
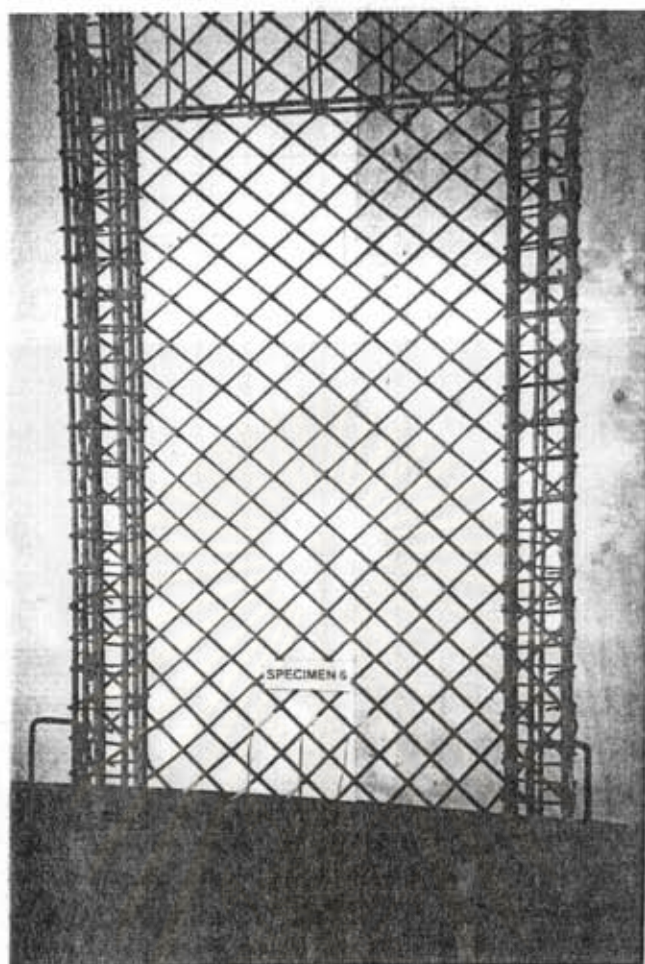
ง) ตัวอย่างทดสอบที่ 4

รูปที่ 2.2 (ต่อ) ลักษณะการเสริมเหล็กแบบต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้



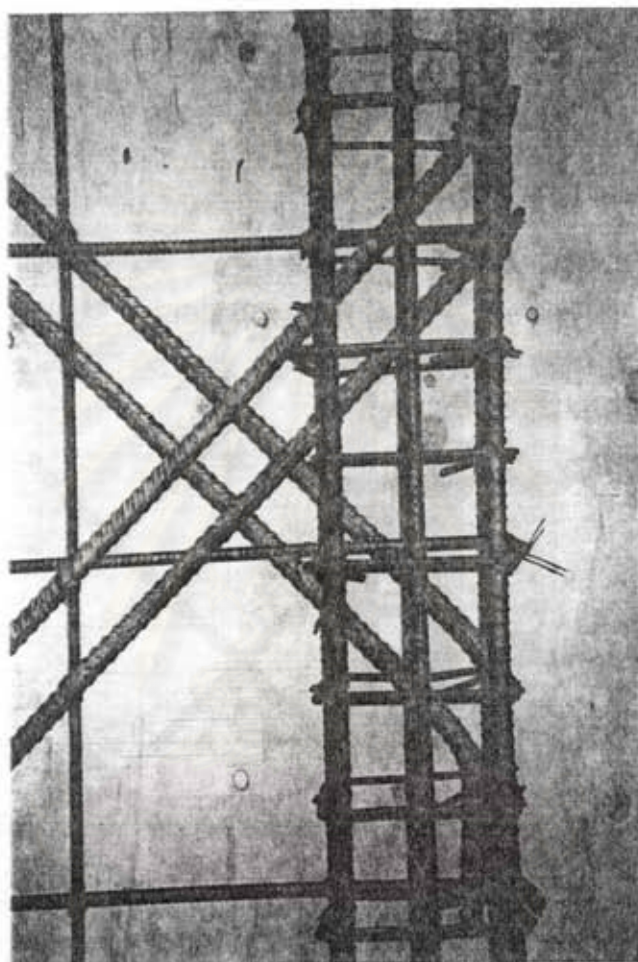
จ) ตัวอย่างทดสอบที่ 5

รูปที่ 2.2 (ต่อ) ลักษณะการเสริมเหล็กแบบต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้

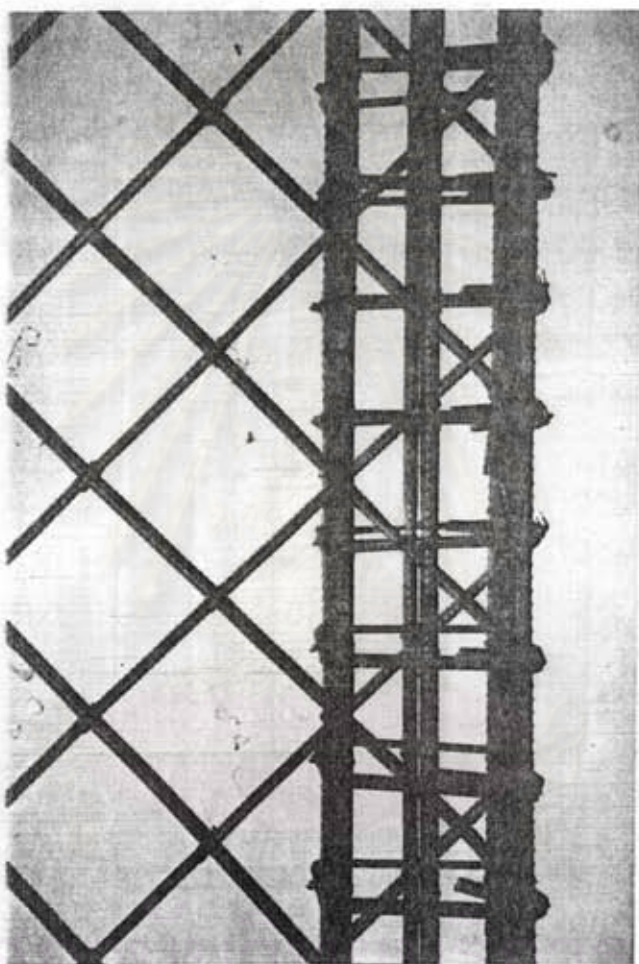


ฉ) ตัวอย่างทดสอบที่ 6

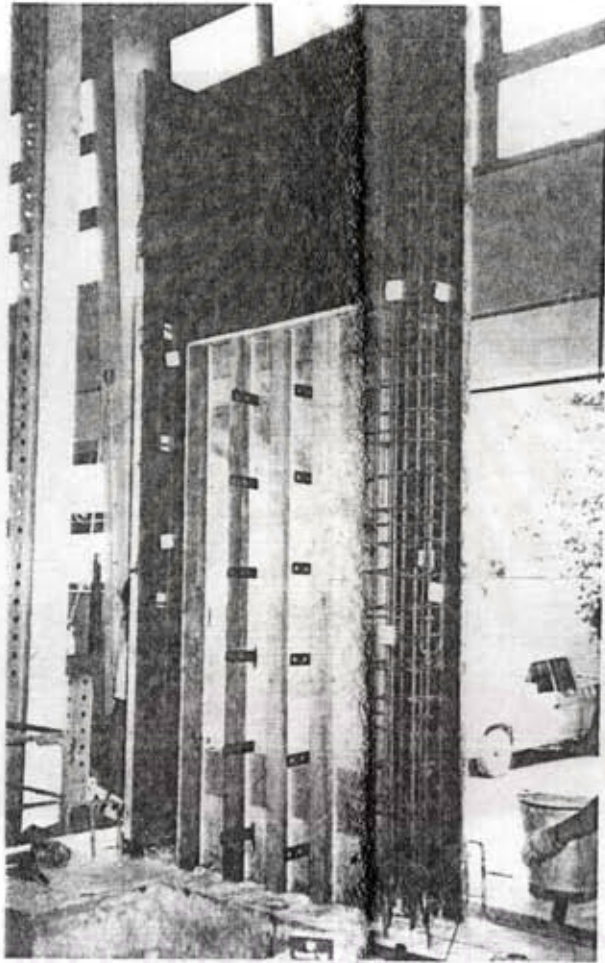
รูปที่ 2.2 (ต่อ) ลักษณะการเสริมเหล็กแบบต่างๆ ของตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยนี้



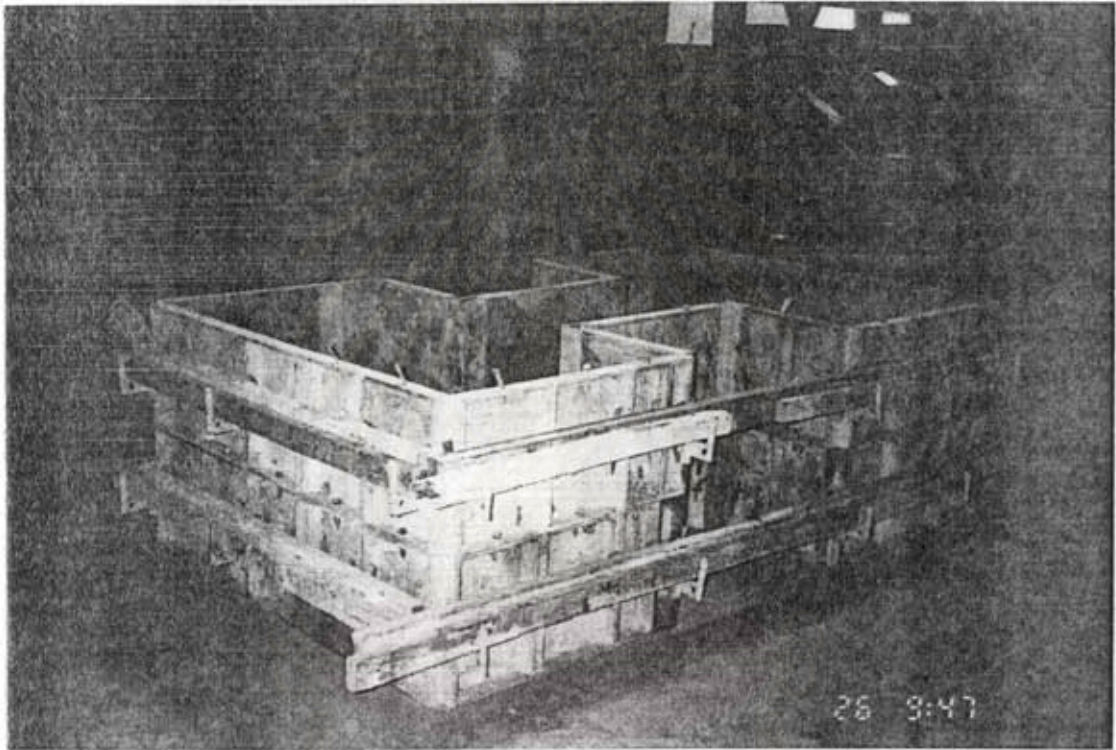
สถาบันวิจัยบริการ
วิศวกรรมและบริหาร
รูปที่ 2.3 ลักษณะการยึดปลายเหล็กเสริมในแนวทแยงเข้ากับ Boundary Element ของ
ตัวอย่างทดสอบที่ 4



รูปที่ 24 ลักษณะการยึดปลายเหล็กเสริมในแนวทแยงเข้ากับ Boundary Element ของ
ตัวอย่างทดสอบที่ 5

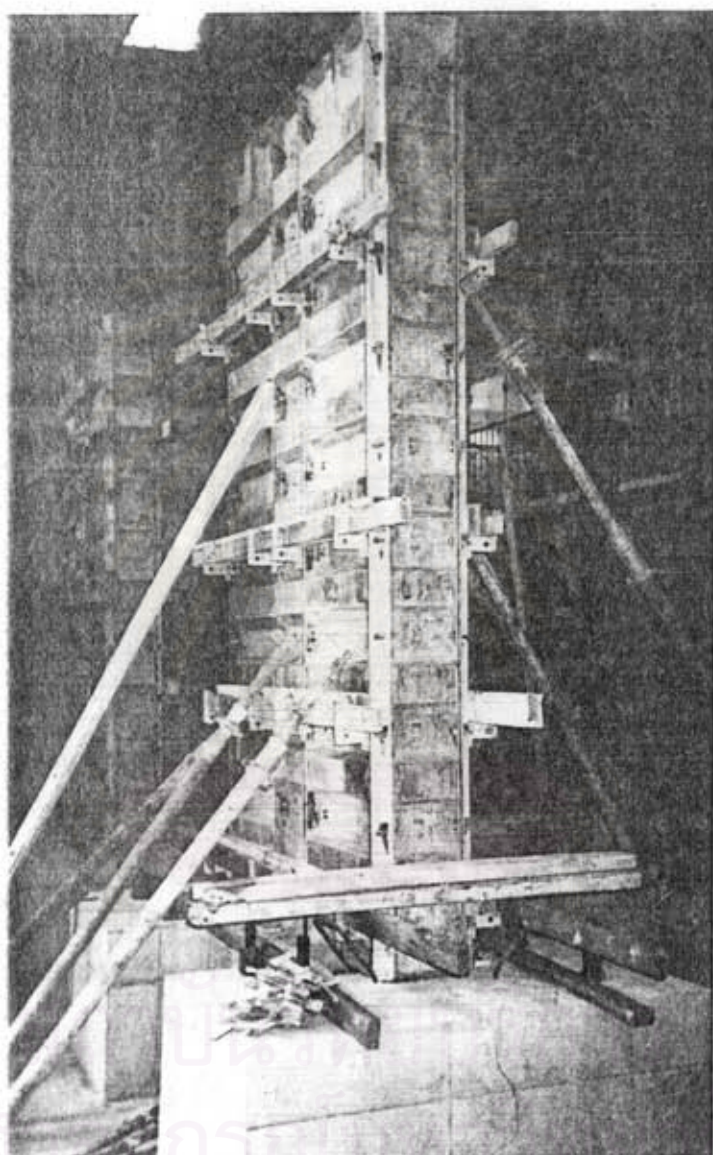


รูปที่ 2.5 การยึดแบบหล่อชั้นในและชั้นนอกด้วยเหล็กยึดแบบ (Form Ties)

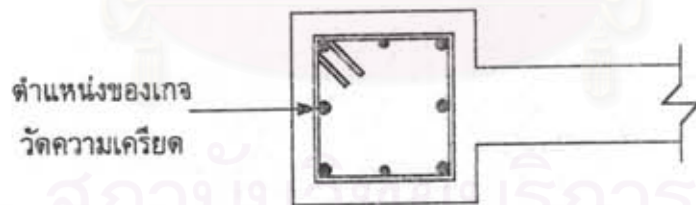
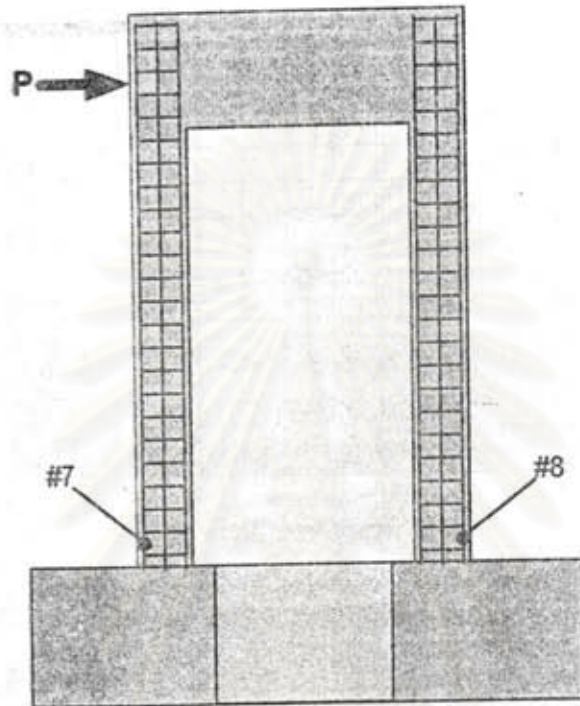


รูปที่ 2.6 แบบหล่อสำหรับหล่อฐานกำแพงของค้ำตัวอย่างทดสอบ

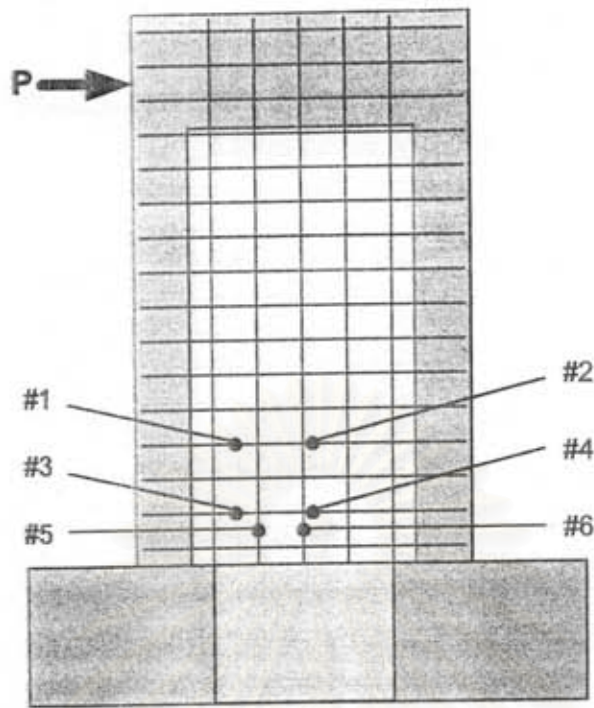
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



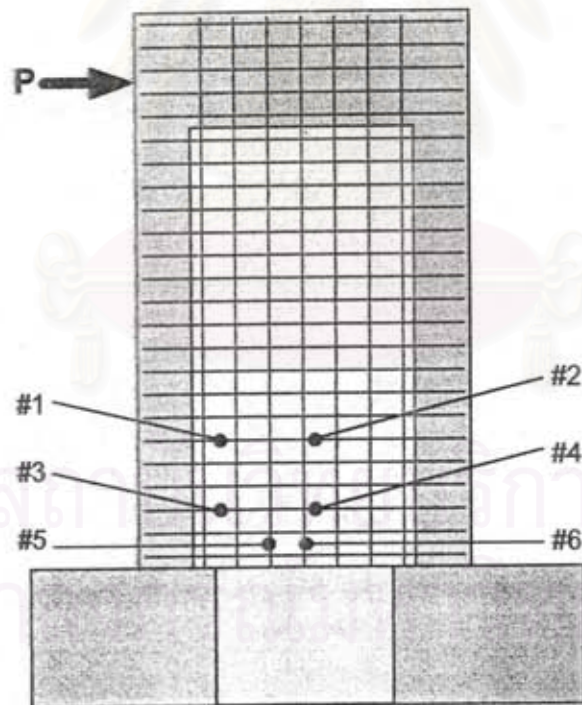
รูปที่ 2.7 แบบหล่อสำหรับหล่อตัวกำแพงของตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 2.8 ตำแหน่งของเกอวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element

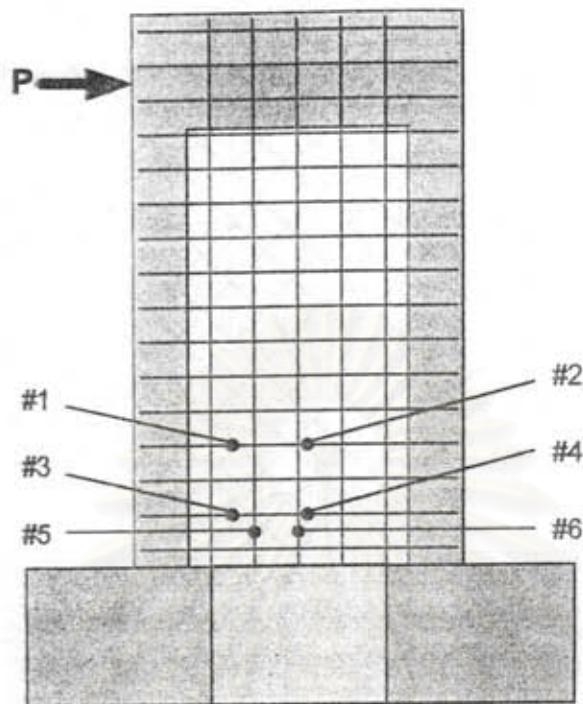


ก) ตัวอย่างทดสอบที่ 1

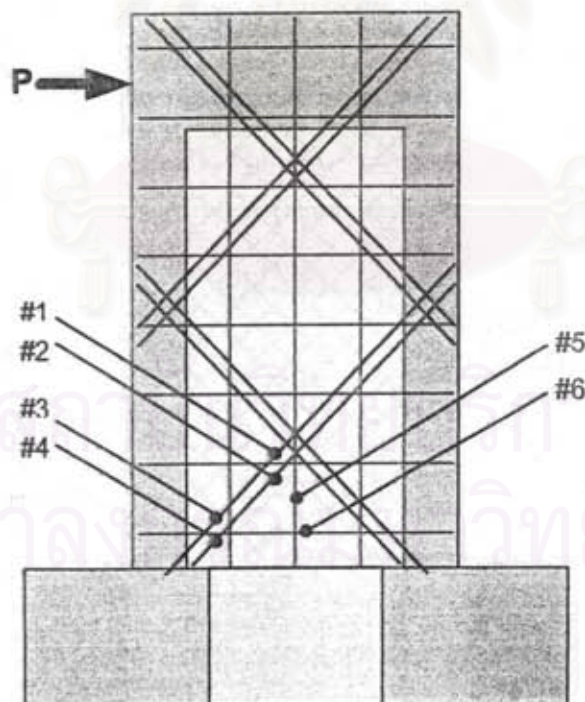


ข) ตัวอย่างทดสอบที่ 2

รูปที่ 2.9 ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในกำแพง

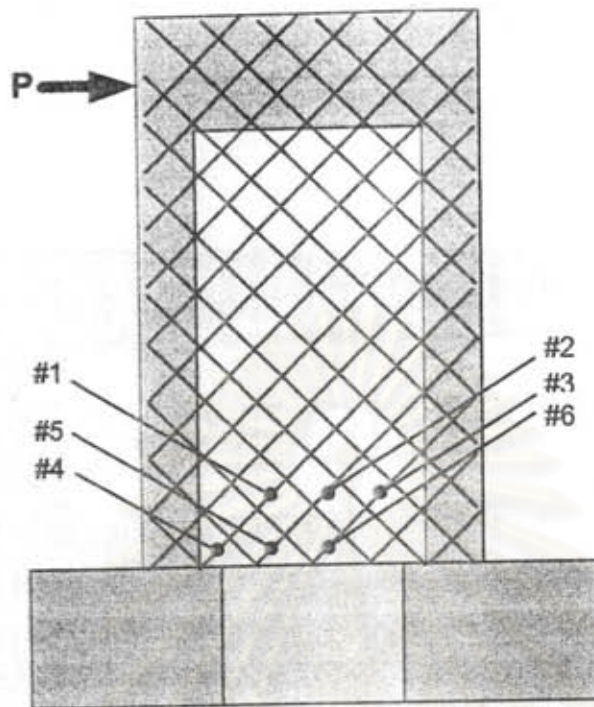


ค) ตัวอย่างทดสอบที่ 3

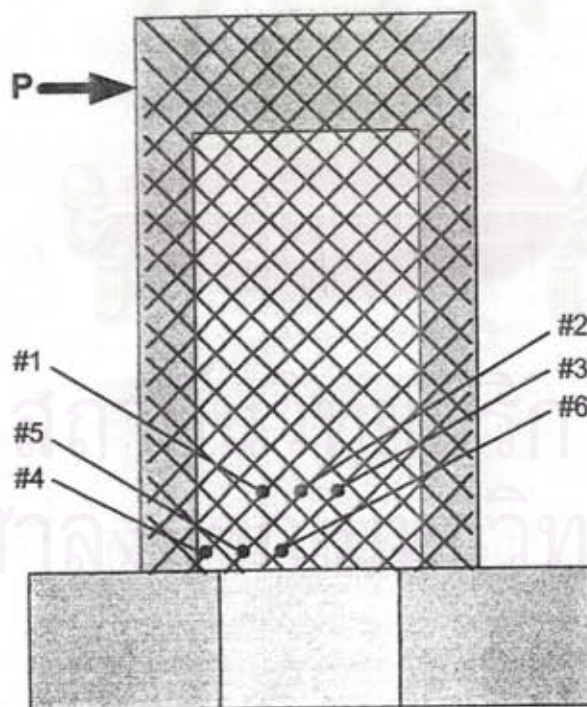


ง) ตัวอย่างทดสอบที่ 4

รูปที่ 2.9 (ต่อ) ตำแหน่งของเกจวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในกำแพง

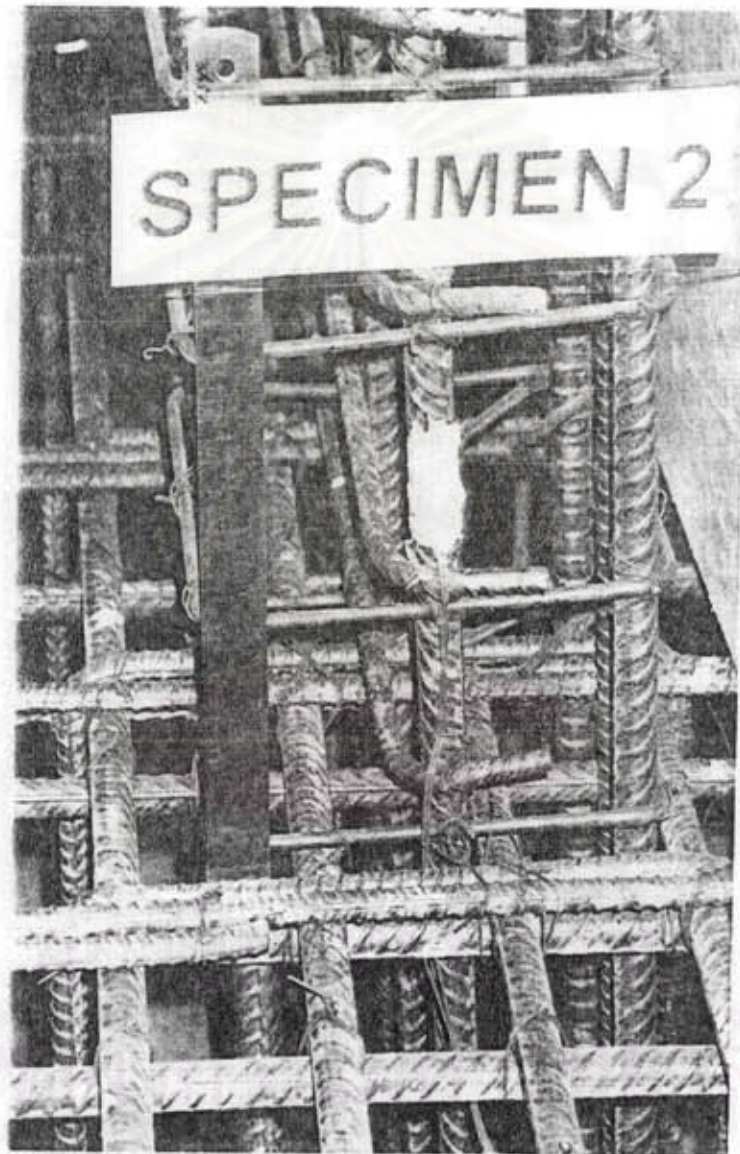


จ) ตัวอย่างทดสอบที่ 5

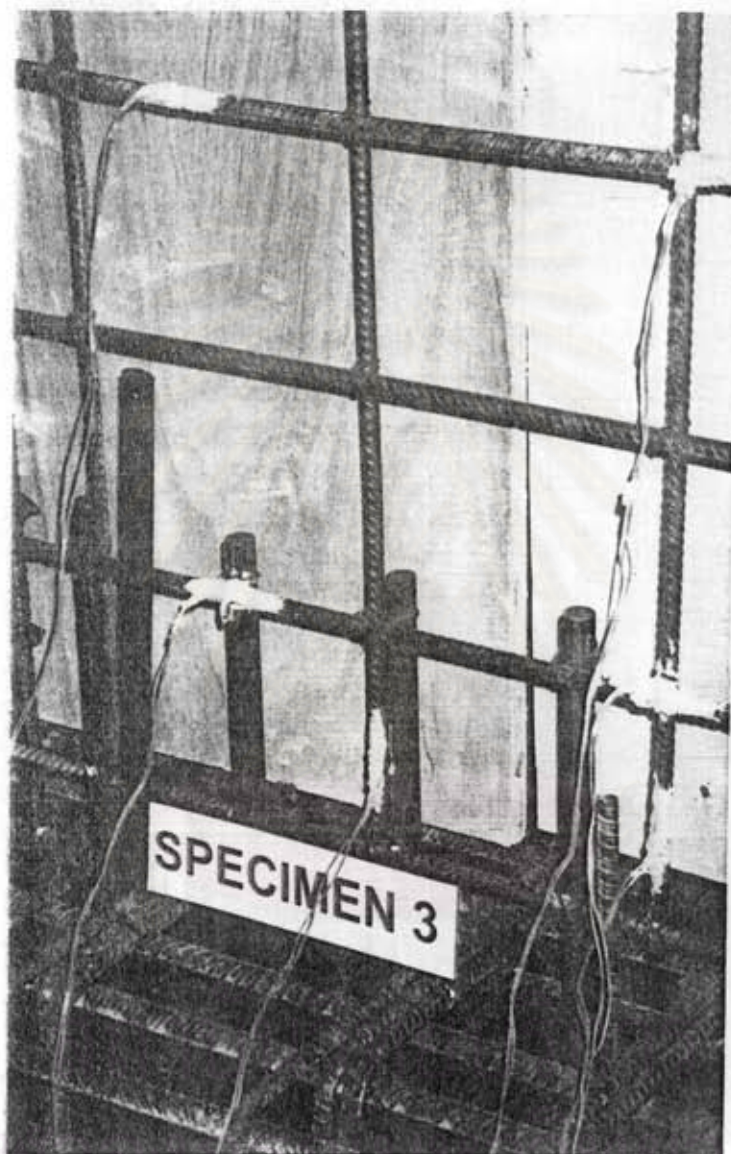


ฉ) ตัวอย่างทดสอบที่ 6

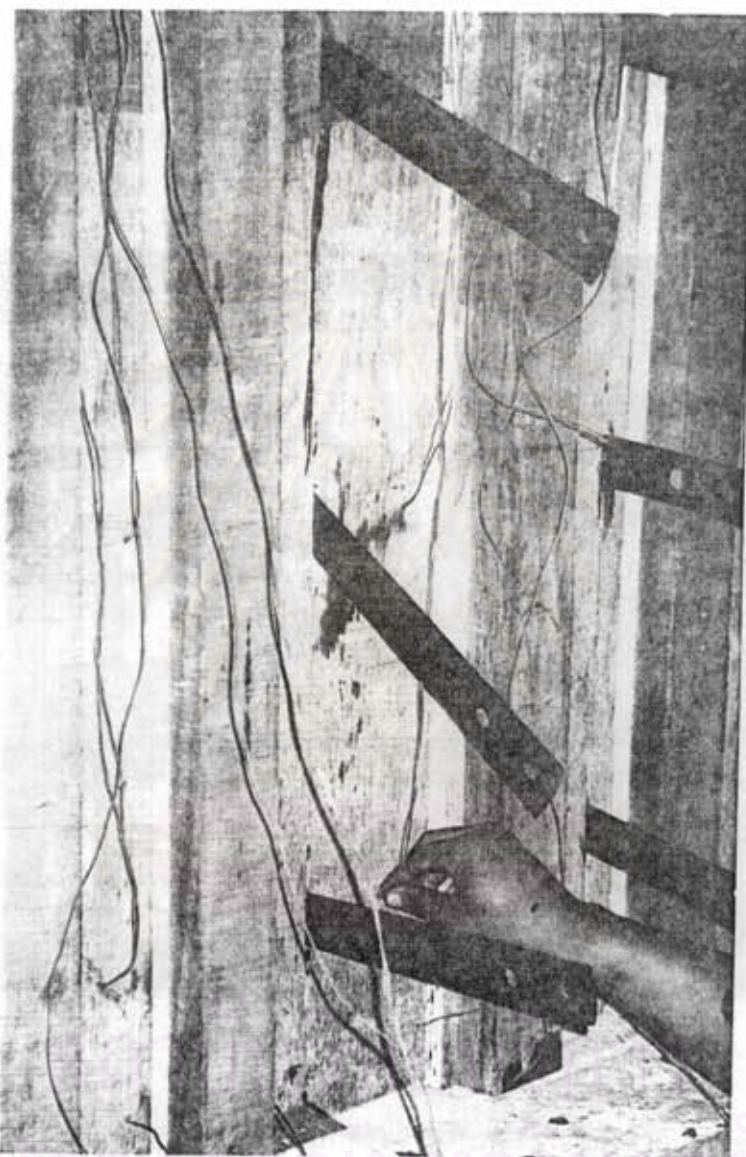
รูปที่ 2.9 (ต่อ) ตำแหน่งของแถววัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในกำแพง



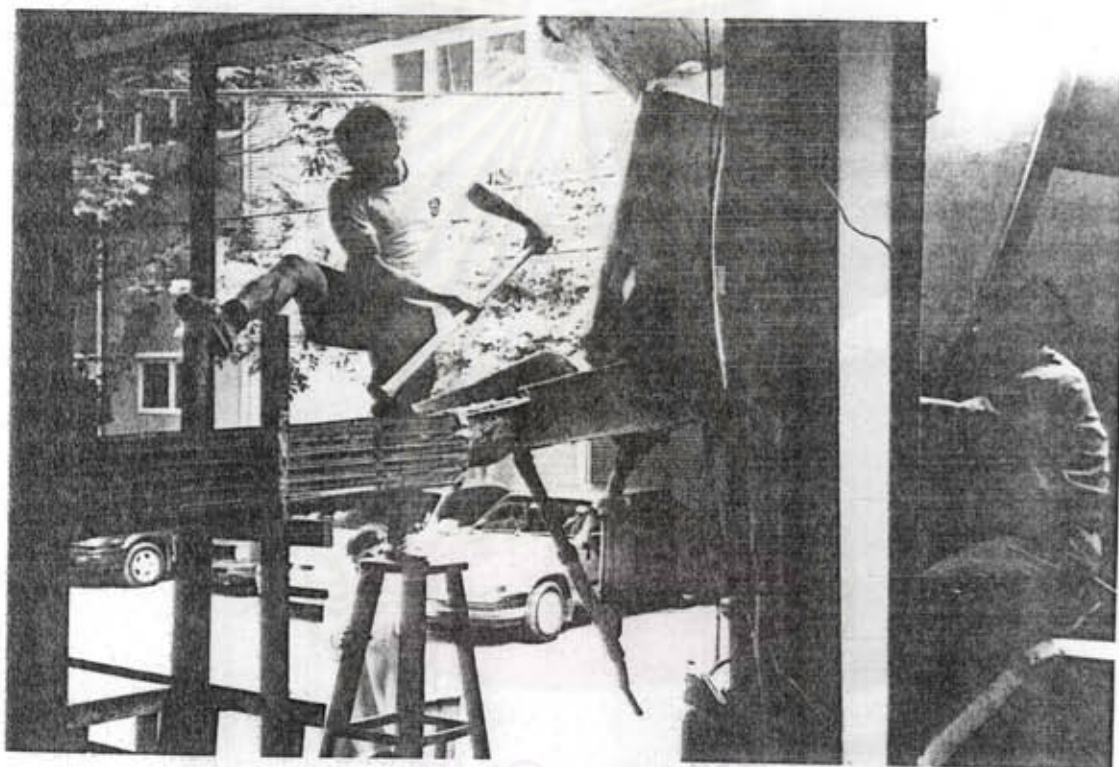
รูปที่ 2.10 การหุ้มเงาวัดความเครียดที่ติดบนเหล็กเสริมรับแรงดัดด้วยสารป้องกันความชื้น



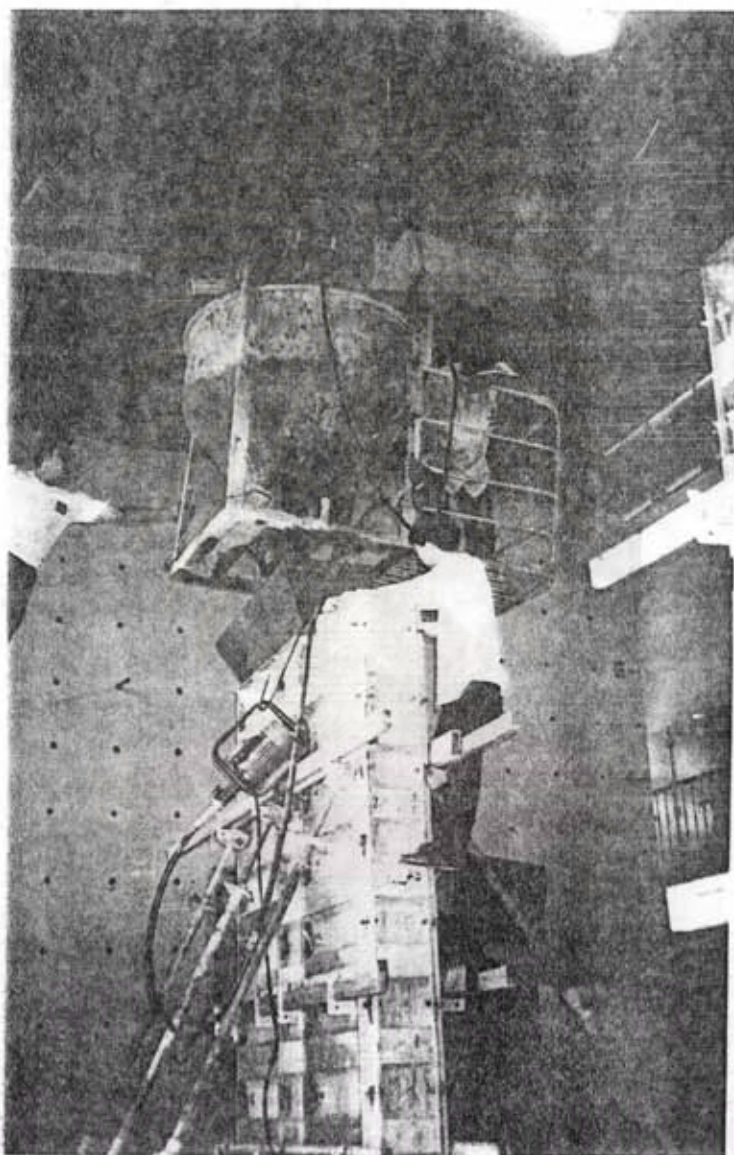
รูปที่ 2.11 การหุ้มแถววัดความเครียดที่ติดตั้งเหล็กเสริมรับแรงเฉือนด้วยสารป้องกันความชื้น



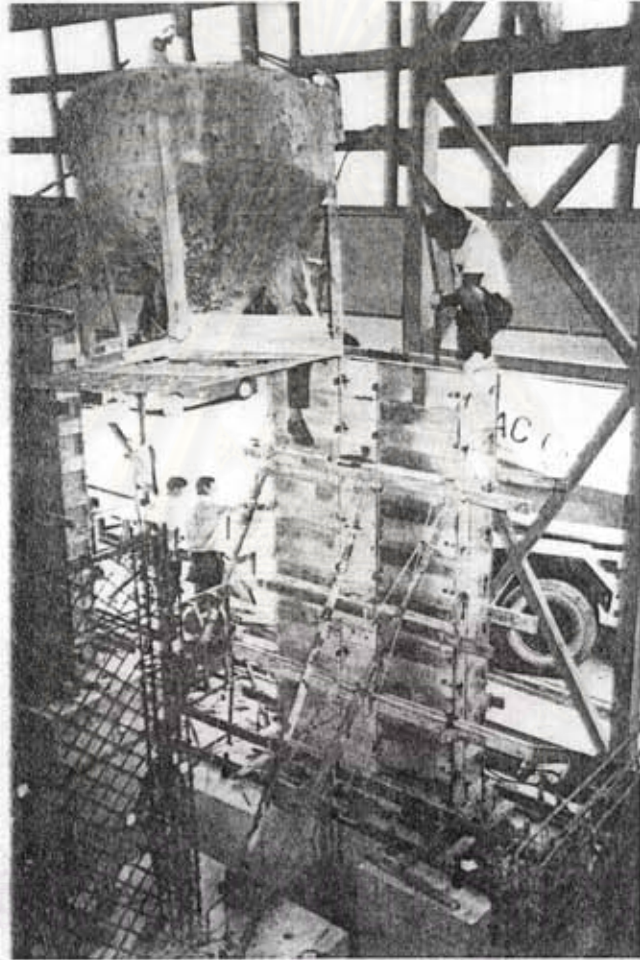
รูปที่ 2.12 การเอาสายไฟที่ต่อกับเกจวัดความเคียวออกมาแบบหลวม



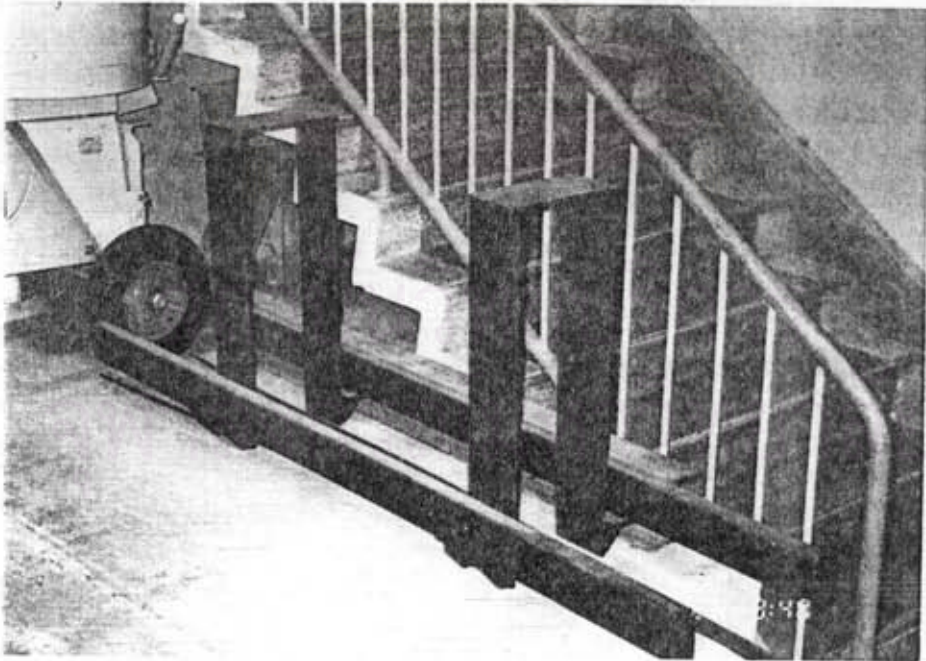
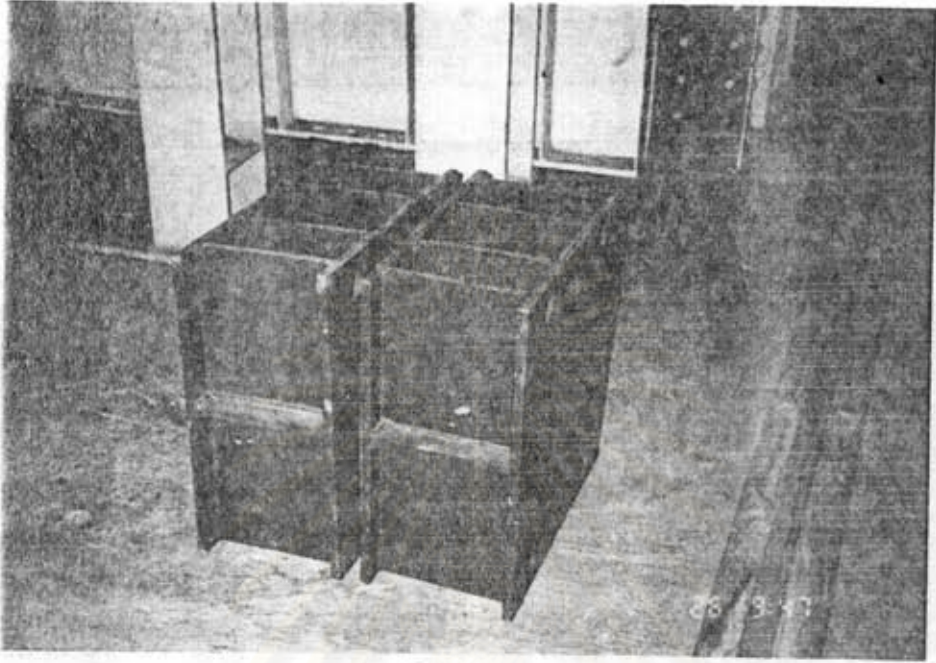
รูปที่ 2.13 การเทคอนกรีตลงในแบบหล่อสำหรับหล่อฐานของตัวอย่างทดสอบ



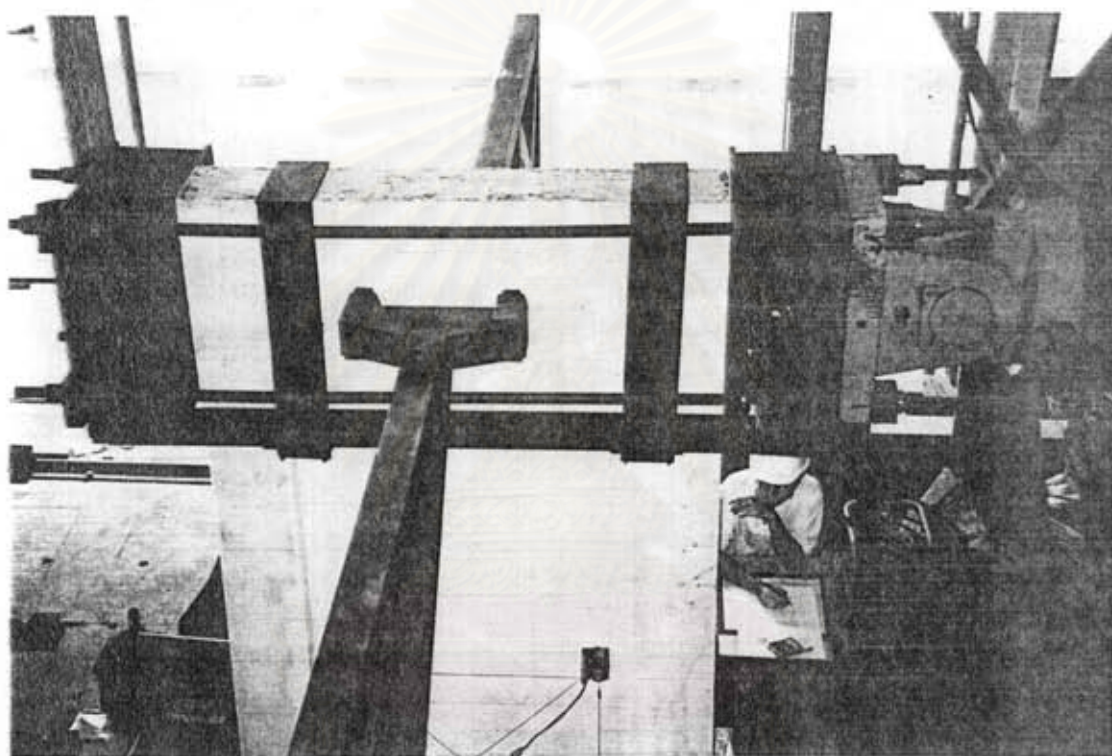
รูปที่ 2.14 การเทคอนกรีตลงในแบบหล่อสำหรับหล่อค้ำแกนของตัวอย่างทดสอบ



รูปที่ 2.15 การจี้และเขย่าคอนกรีตด้วยเครื่องเขย่าคอนกรีต (Vibrator)

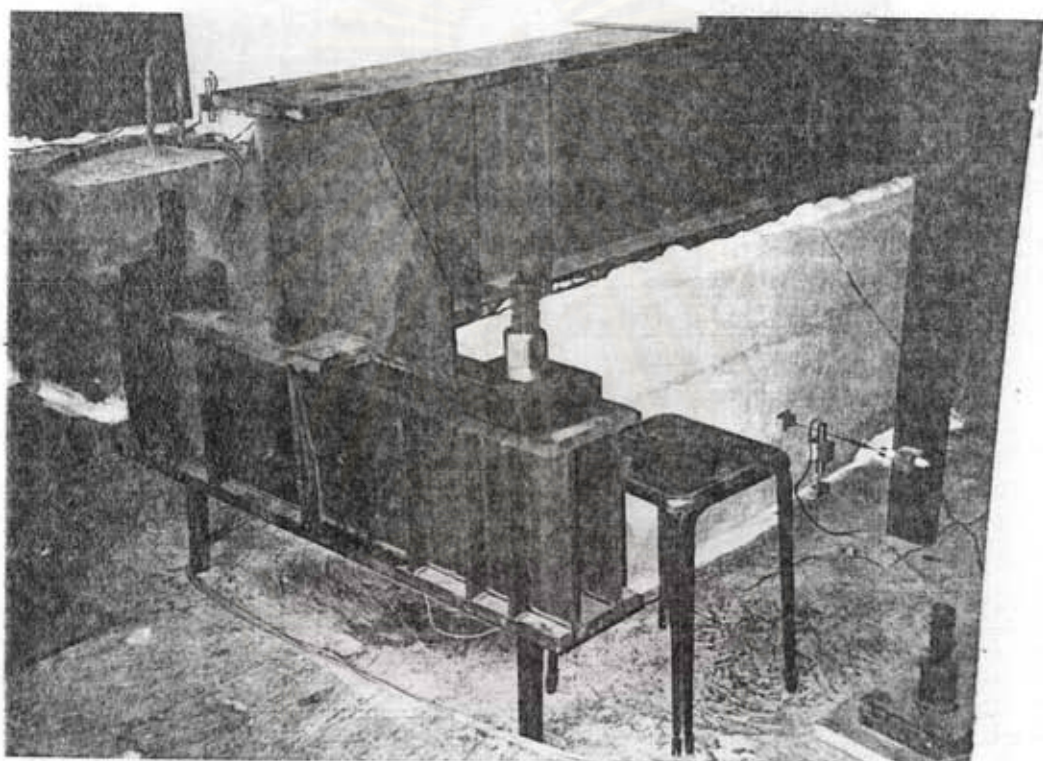


รูปที่ 2.16 แห่งเหล็กที่ใช้ในการถ่ายแรงกระทำทางด้านข้าง

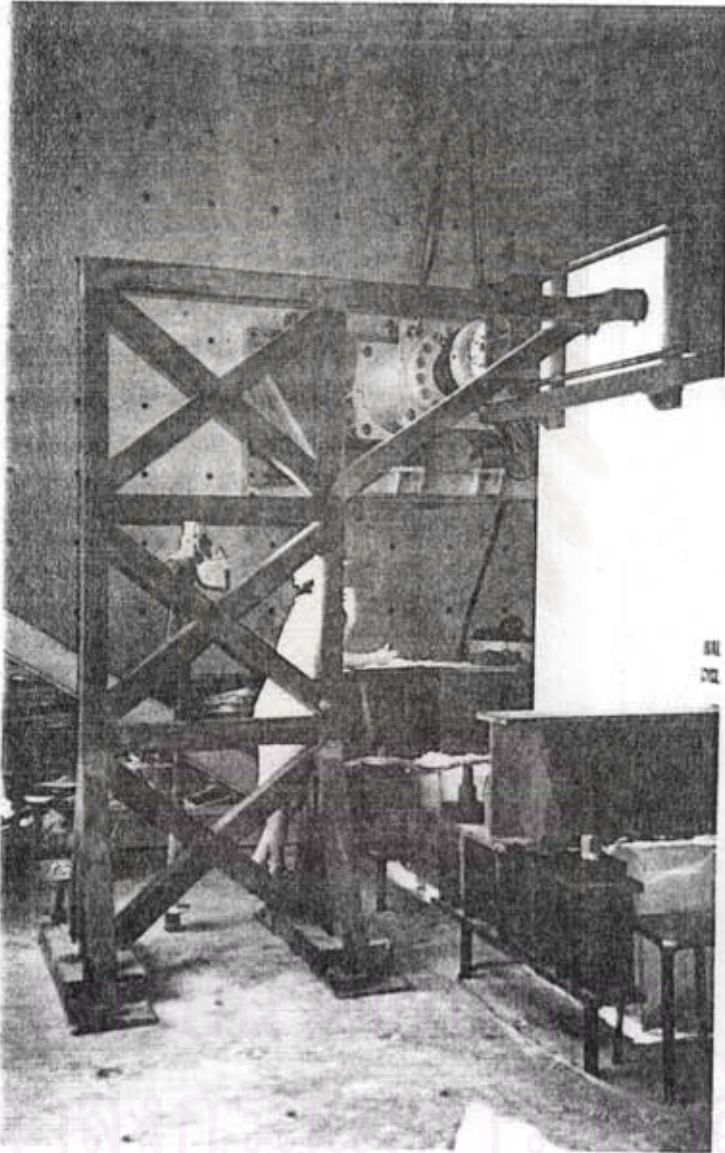


รูปที่ 2.17 แสดงการติดตั้งแท่งเหล็กเพื่อใช้ในการถ่ายแรงขณะดึงน้ำขึ้นกลับ

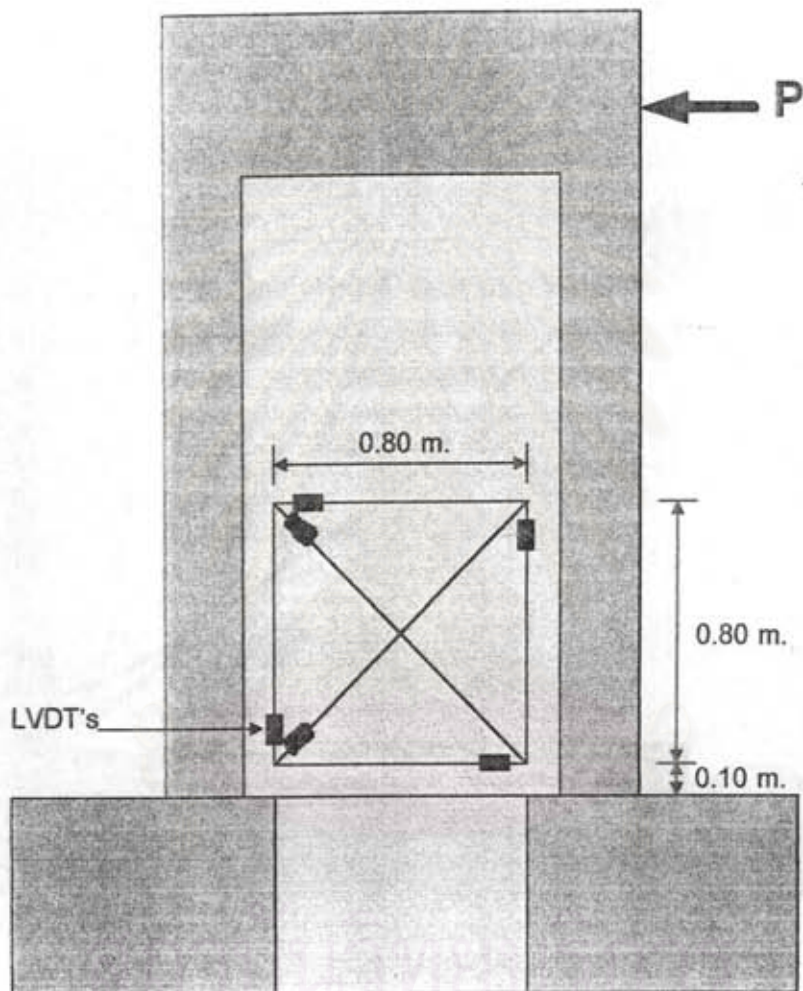
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



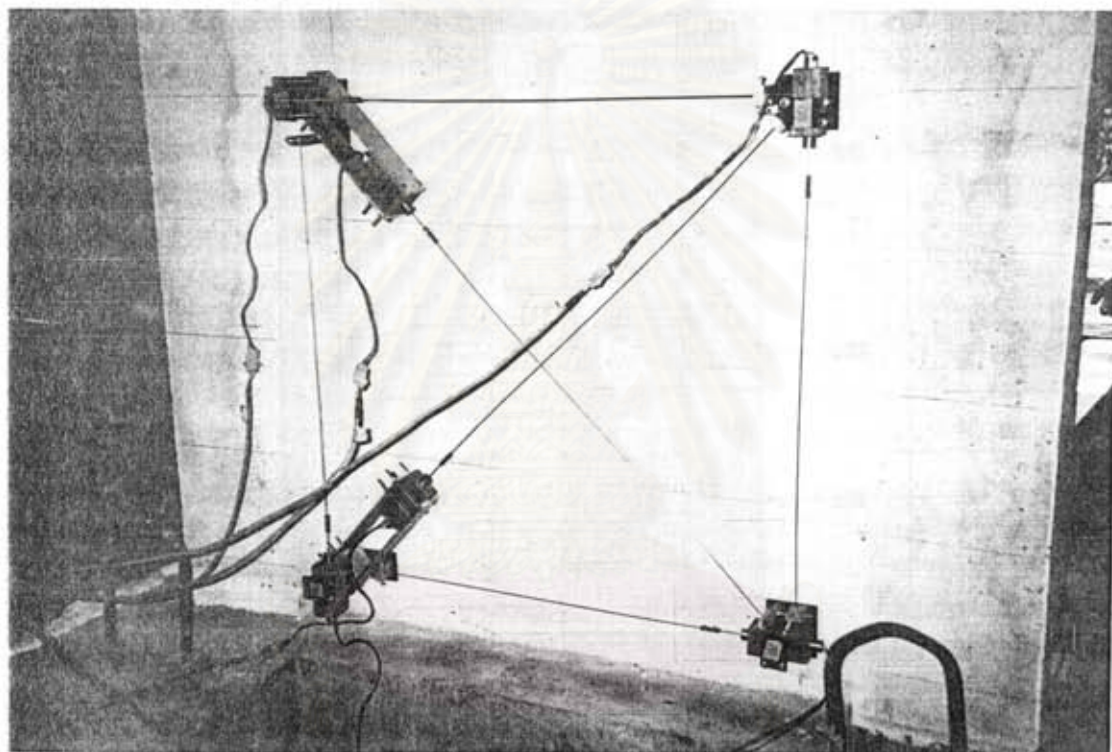
รูปที่ 2.18 การปิดฐานของตัวอย่างทดสอบ



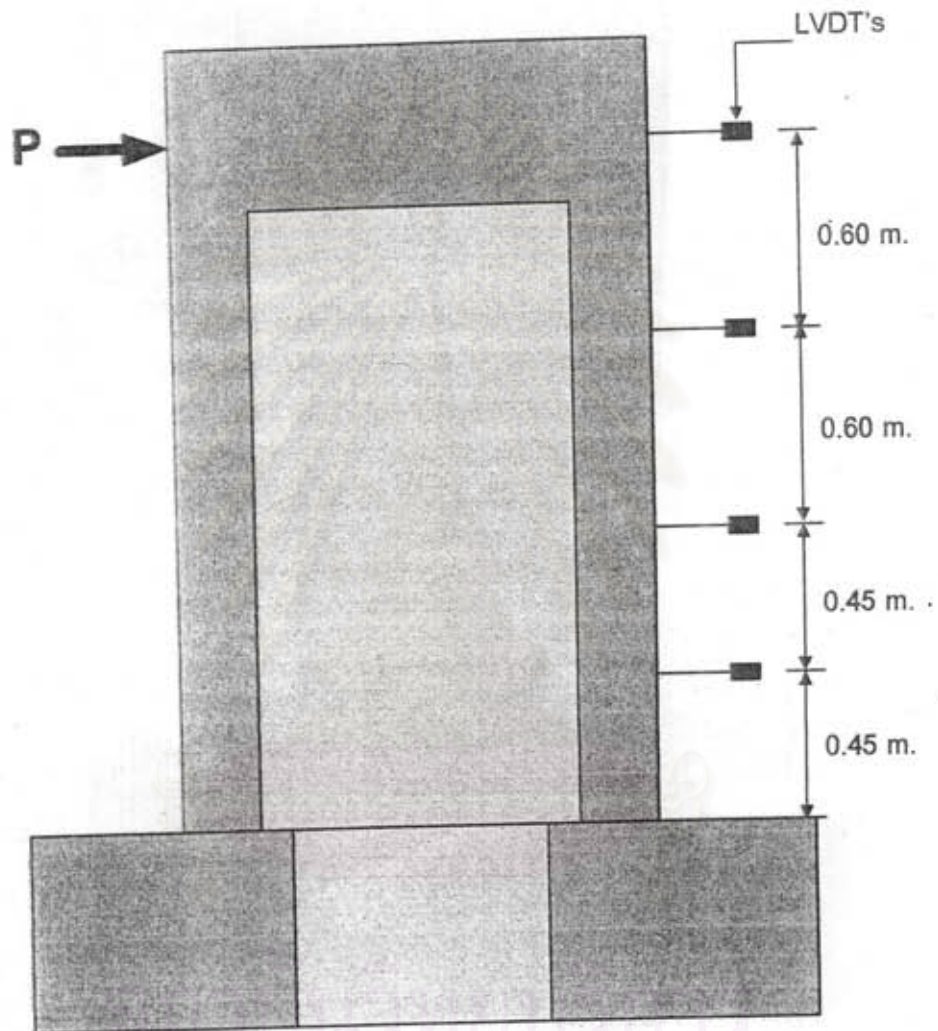
รูปที่ 2.19 การติดตั้งโครงเหล็กเพื่อใช้ค้ำยันตัวอย่างทดสอบทางด้านข้าง



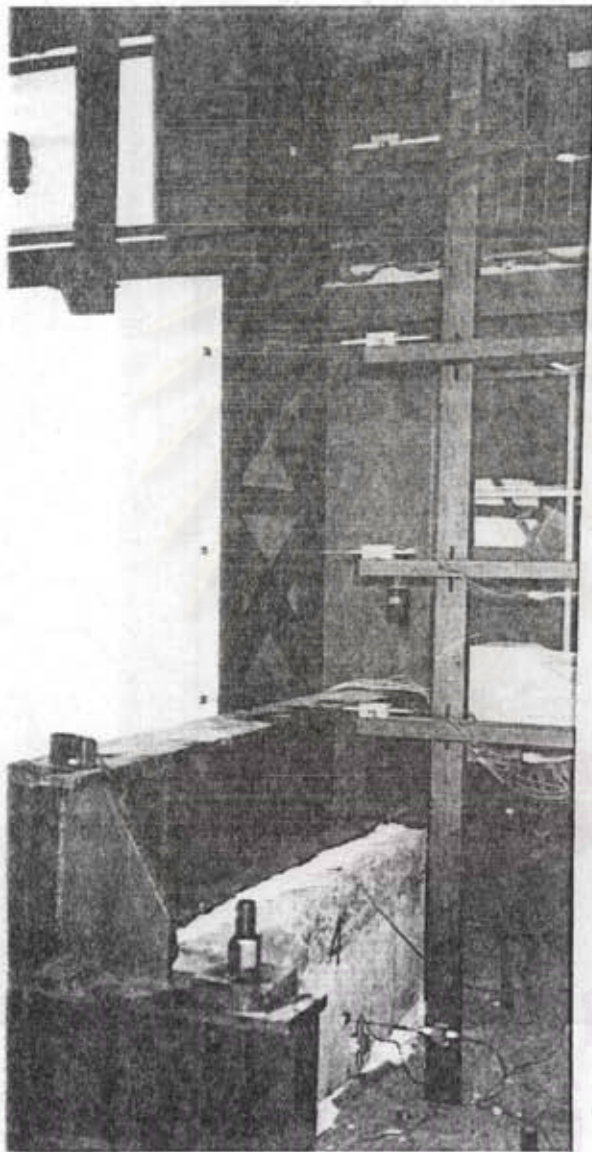
รูปที่ 2.20 แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเสียรูปด้วยแรงเฉือนบริเวณส่วนล่างของตัวอย่างทดสอบ



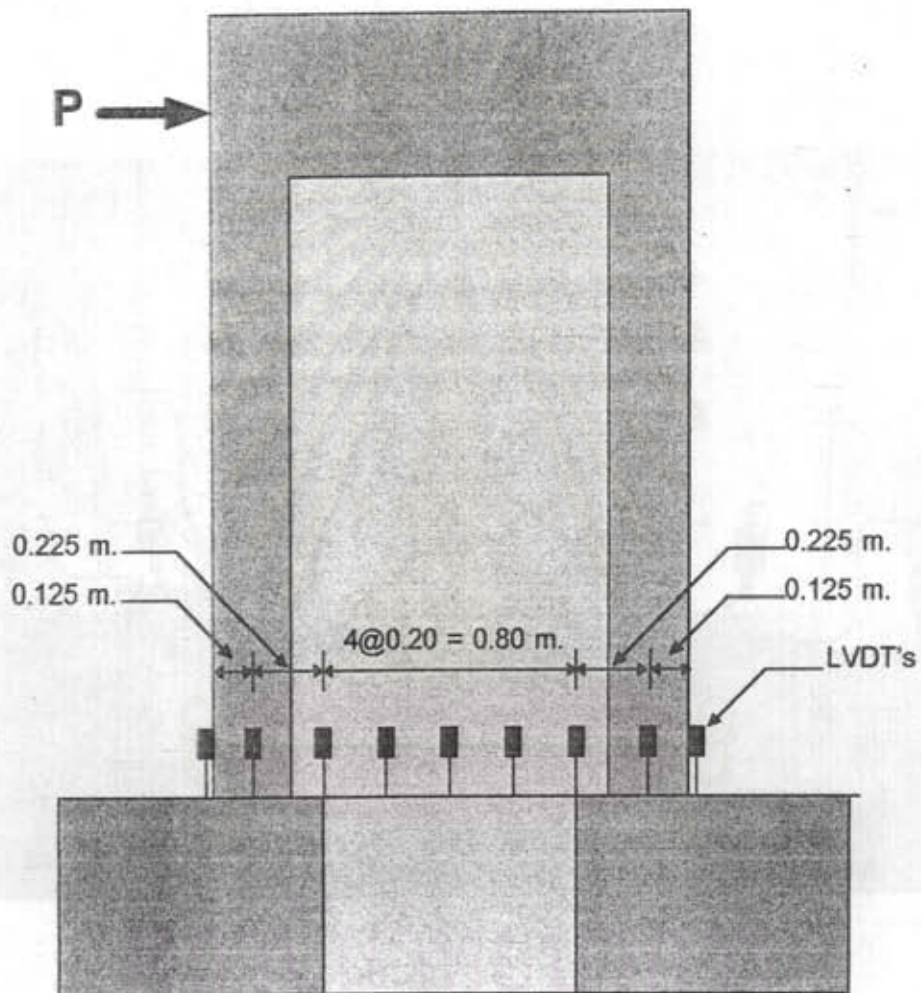
รูปที่ 2.20 (ต่อ) แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเสียรูปด้วยแรงเฉือนบริเวณส่วนอ่าง
ของตัวอย่างทดสอบ



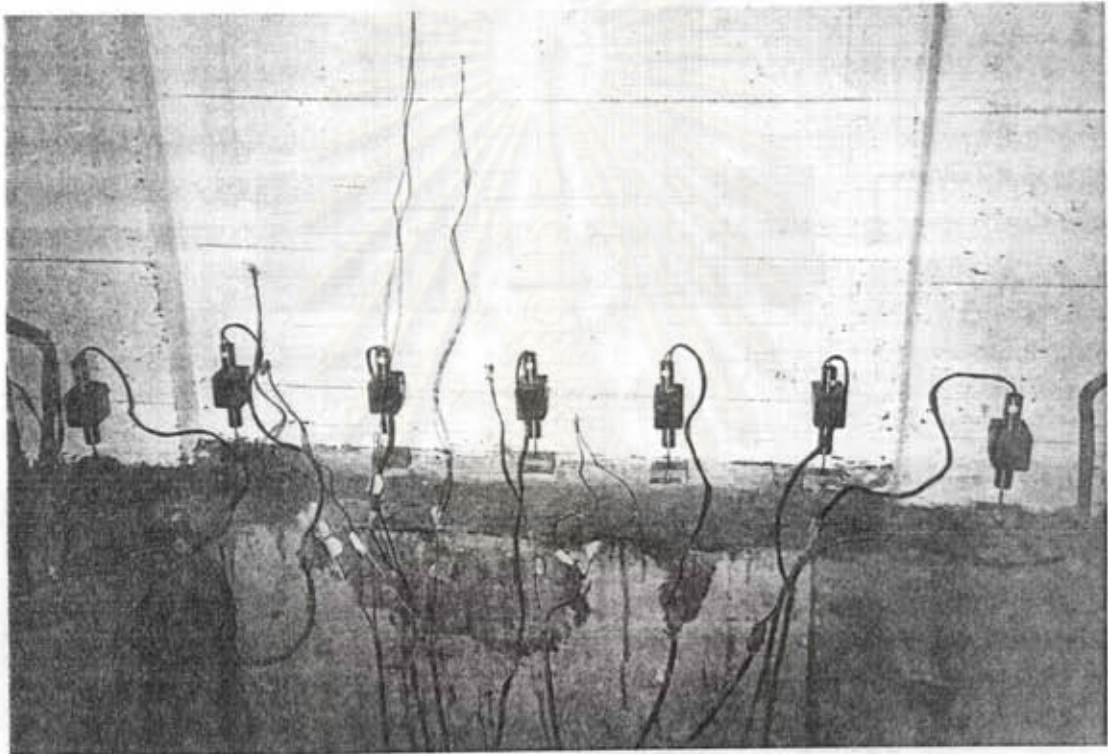
รูปที่ 2.21 แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่างทดสอบ



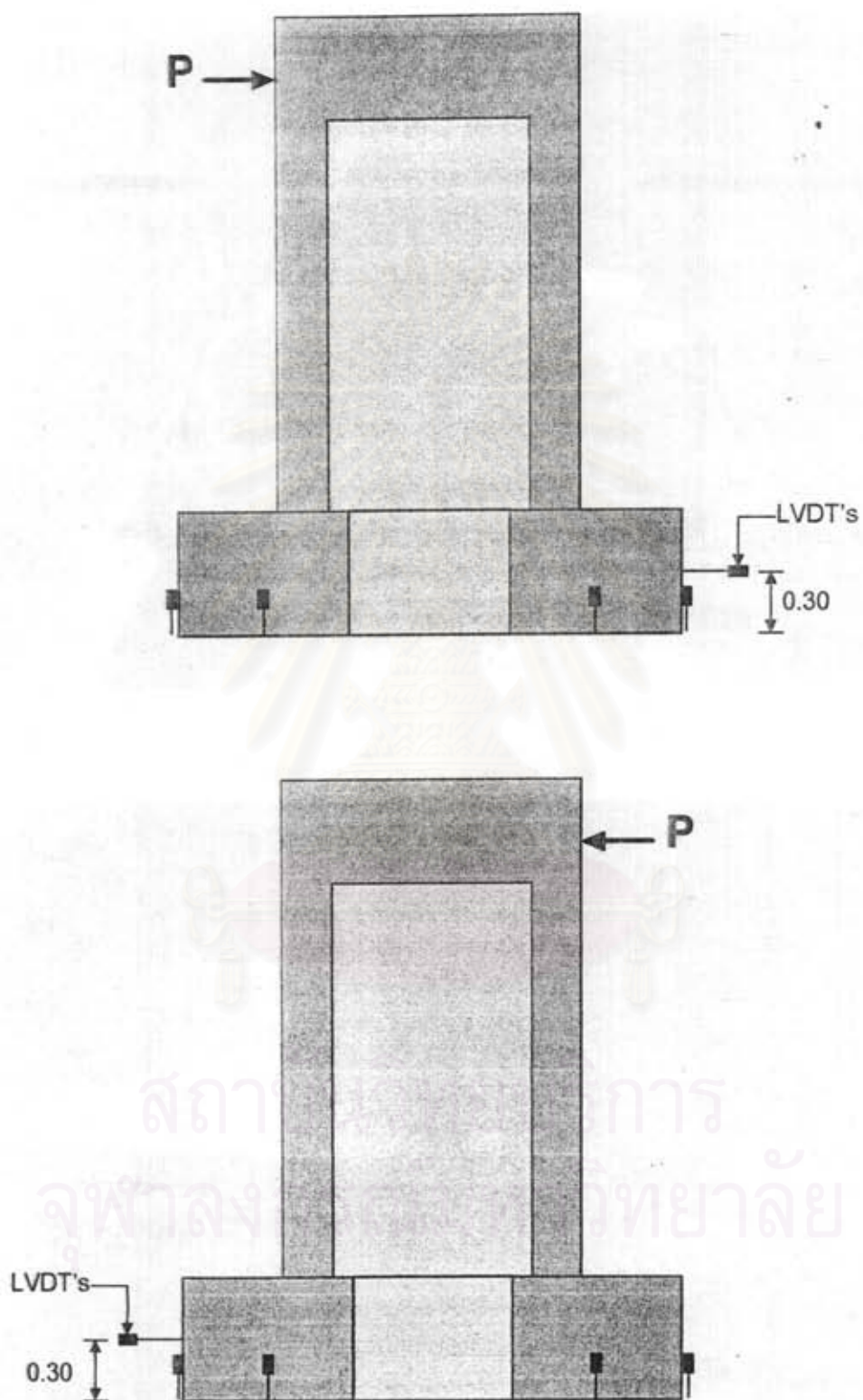
รูปที่ 2.21 (ต่อ) แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเคลื่อนที่ด้านข้างของค้ำอย่างทดสอบ



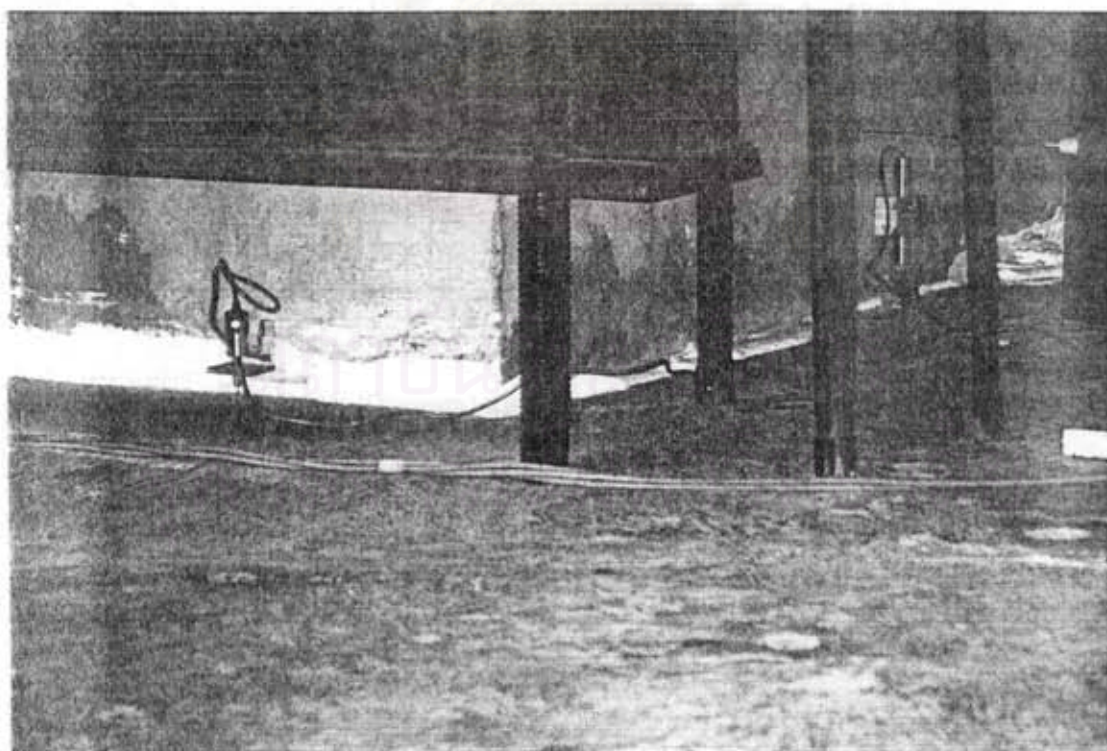
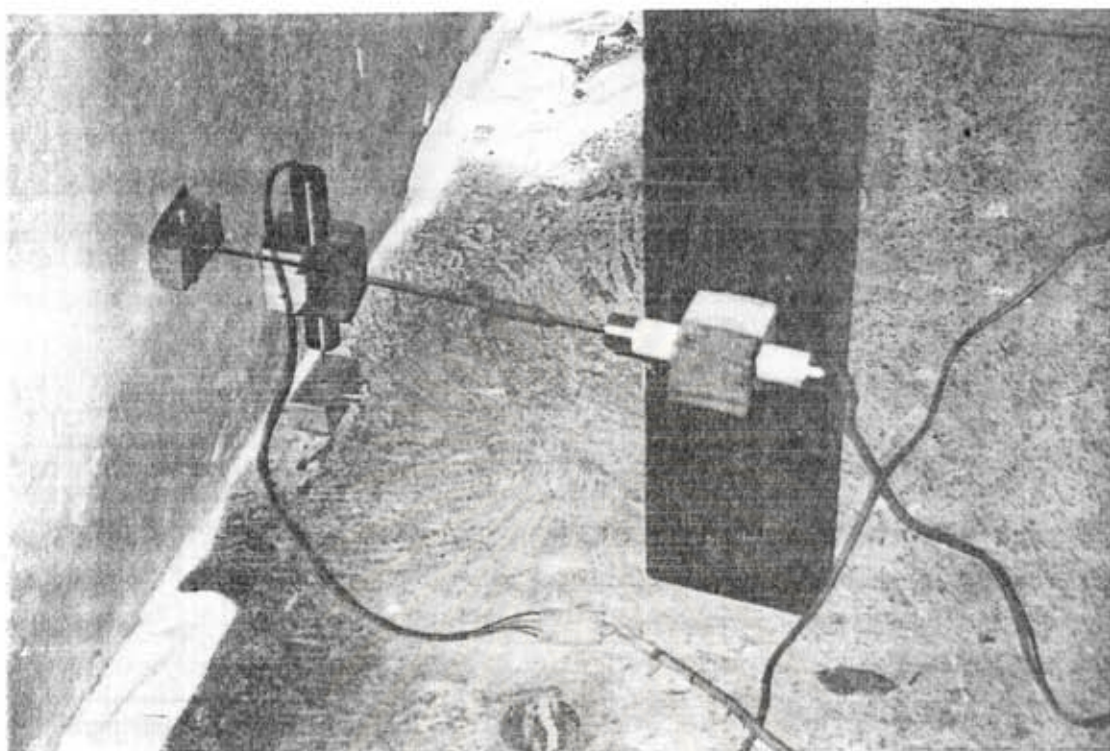
รูปที่ 2.22 แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ขอบด้านล่างสุดตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบ



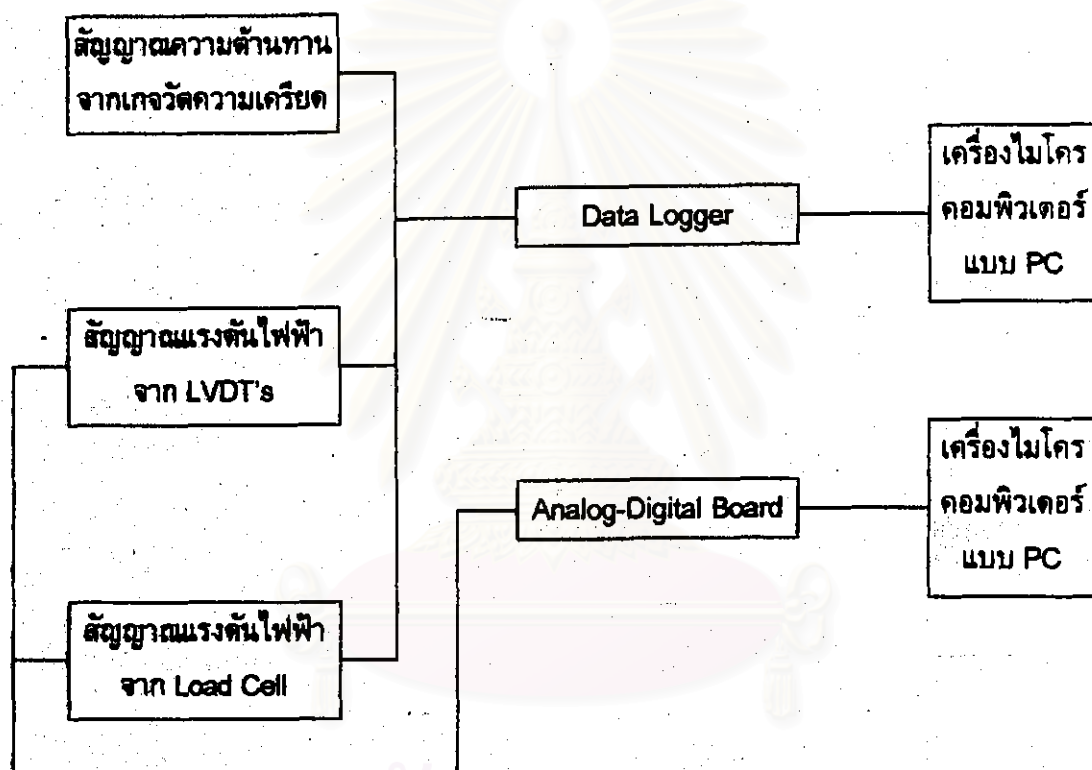
รูปที่ 2.22 (ต่อ) แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ขอบล่างสุด
ตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบ



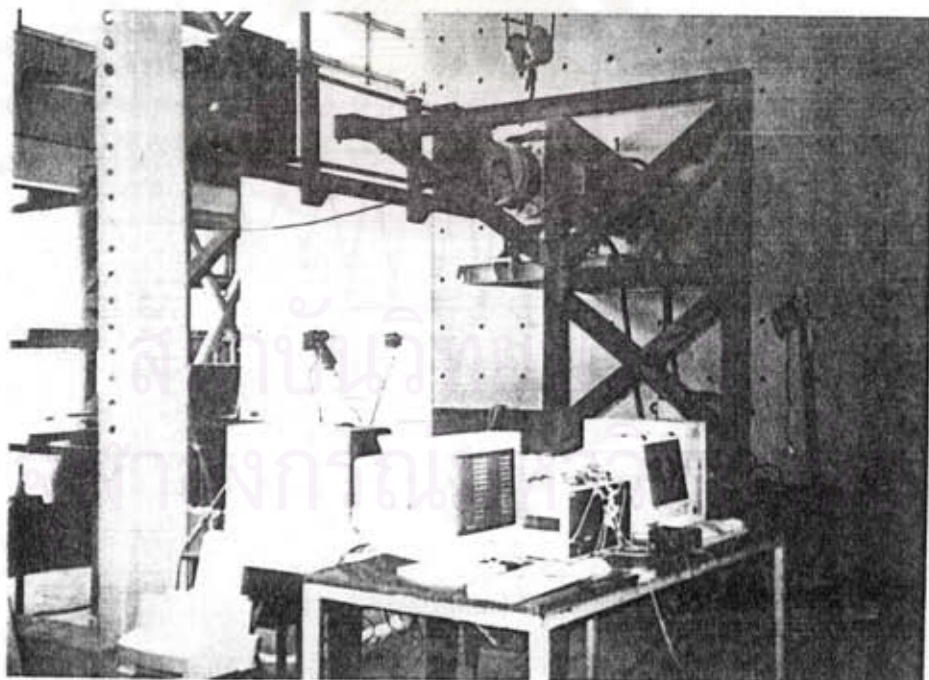
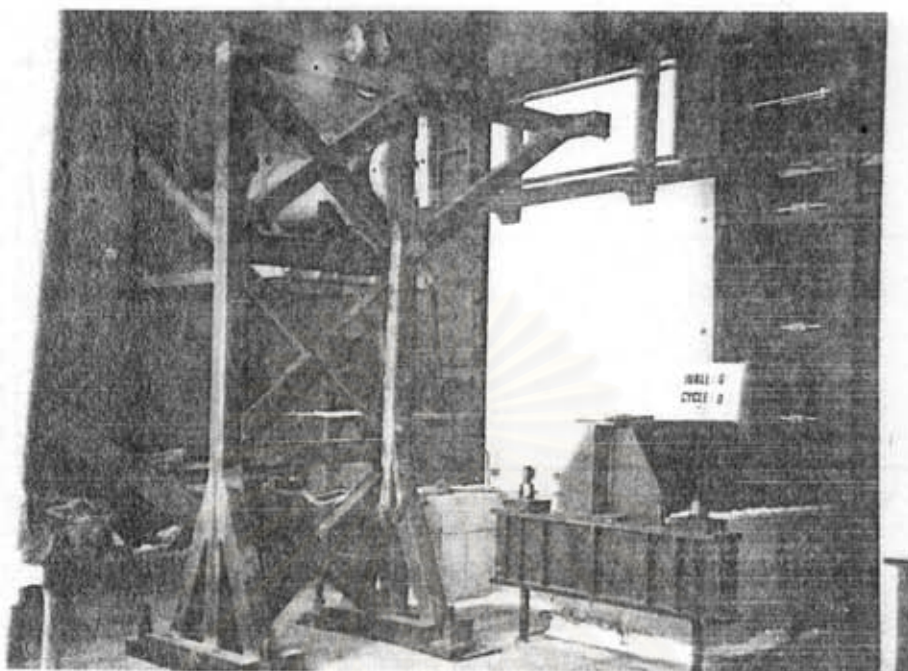
รูปที่ 2.23 แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเคลื่อนที่ที่ฐานของตัวอย่างทดสอบ



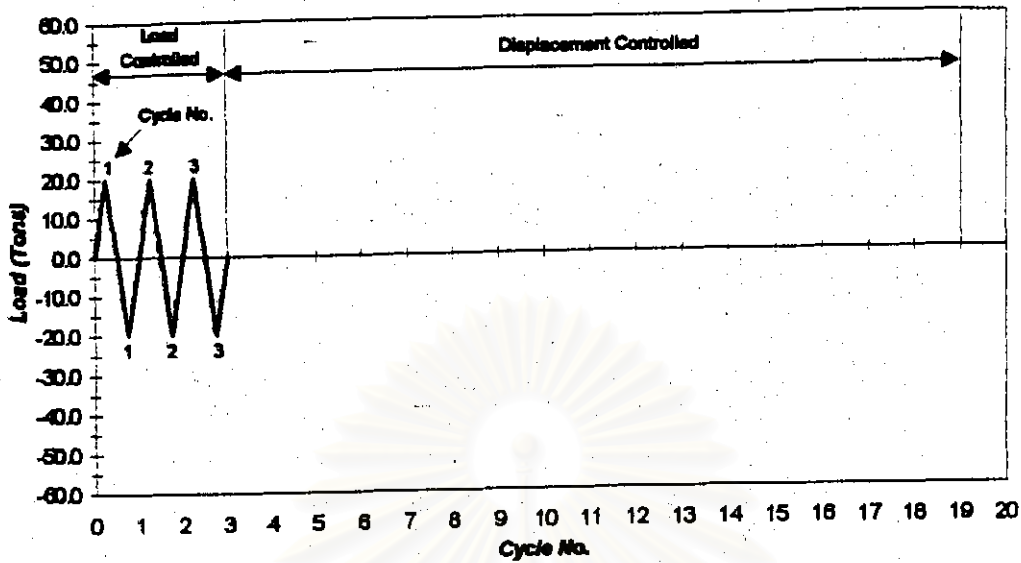
รูปที่ 2.23 (ต่อ) แสดงตำแหน่งของ LVDT's เพื่อวัดการเคลื่อนที่ที่ฐานของตัวอย่างทดสอบ



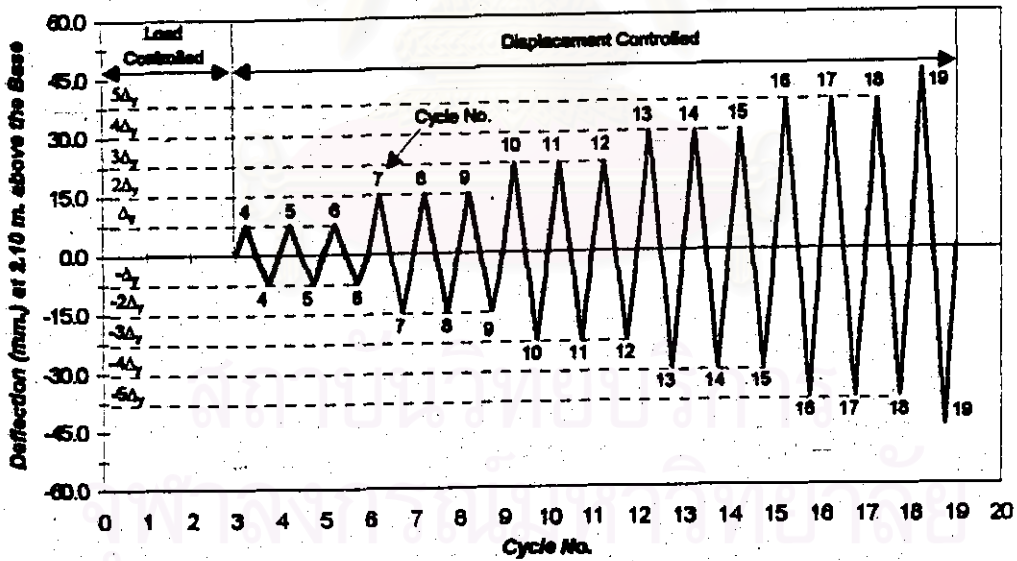
รูปที่ 2.24 โค้ดแกรม (Diagram) แสดงการทำงานของหน่วยรวบรวมข้อมูล



รูปที่ 2.25 ตัวอย่างทดสอบที่มีการติดตั้งอุปกรณ์ต่างๆ จนพร้อมที่จะทำการทดสอบ

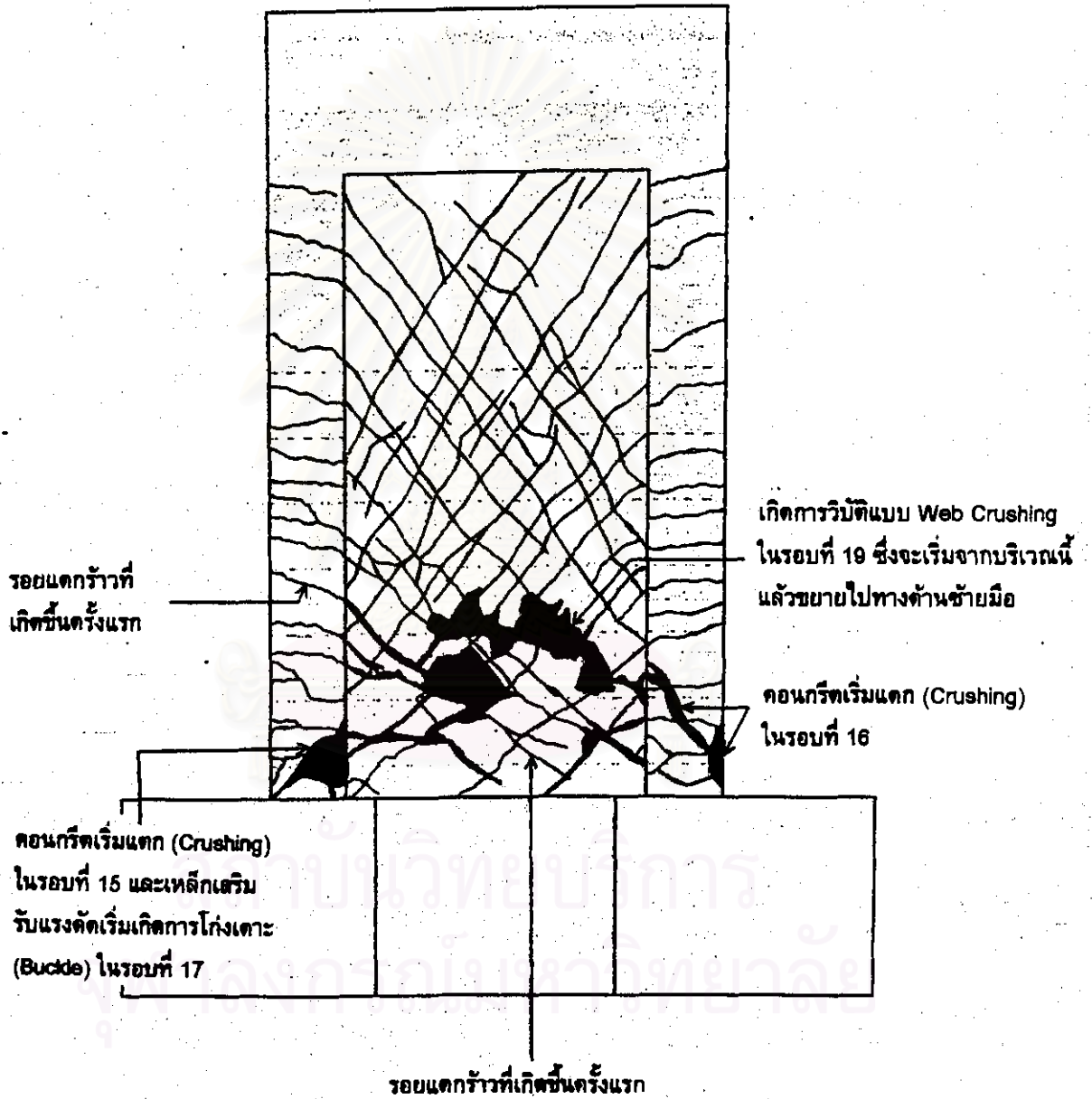


ก) ช่วง Load Controlled

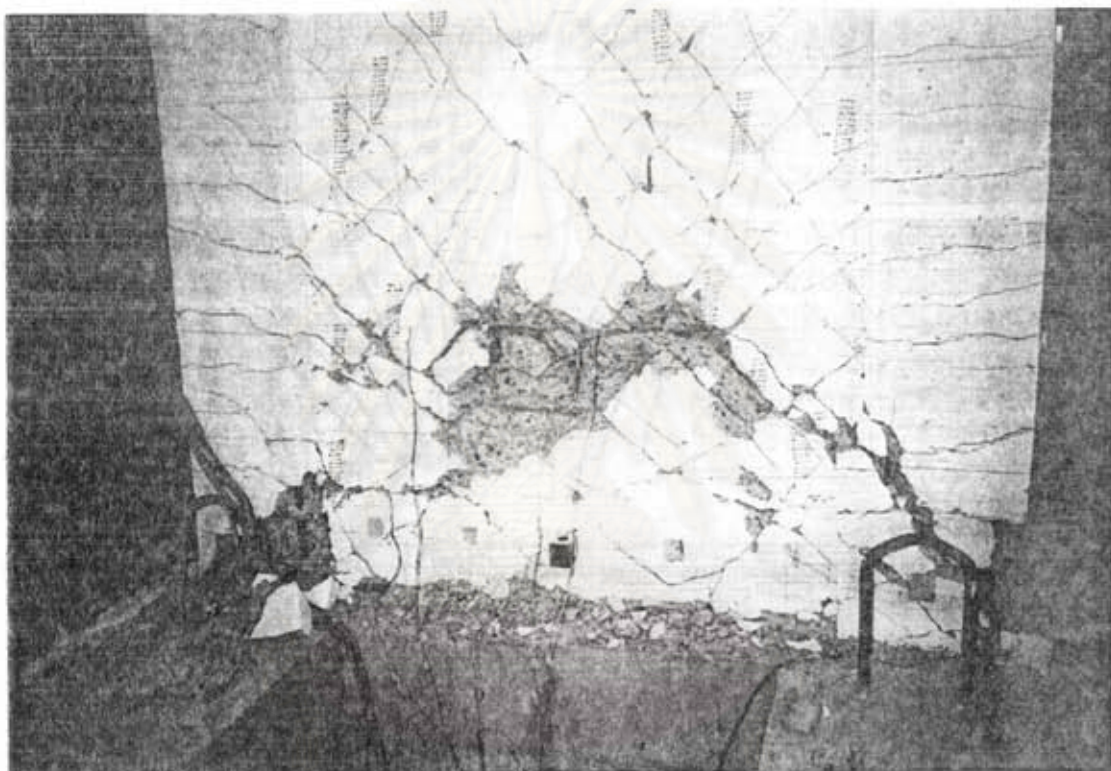


ข) ช่วง Displacement Controlled

รูปที่ 2.26 ประวัติการรับน้ำหนัก (Loading History) ของตัวอย่างทดสอบทั้งหมด

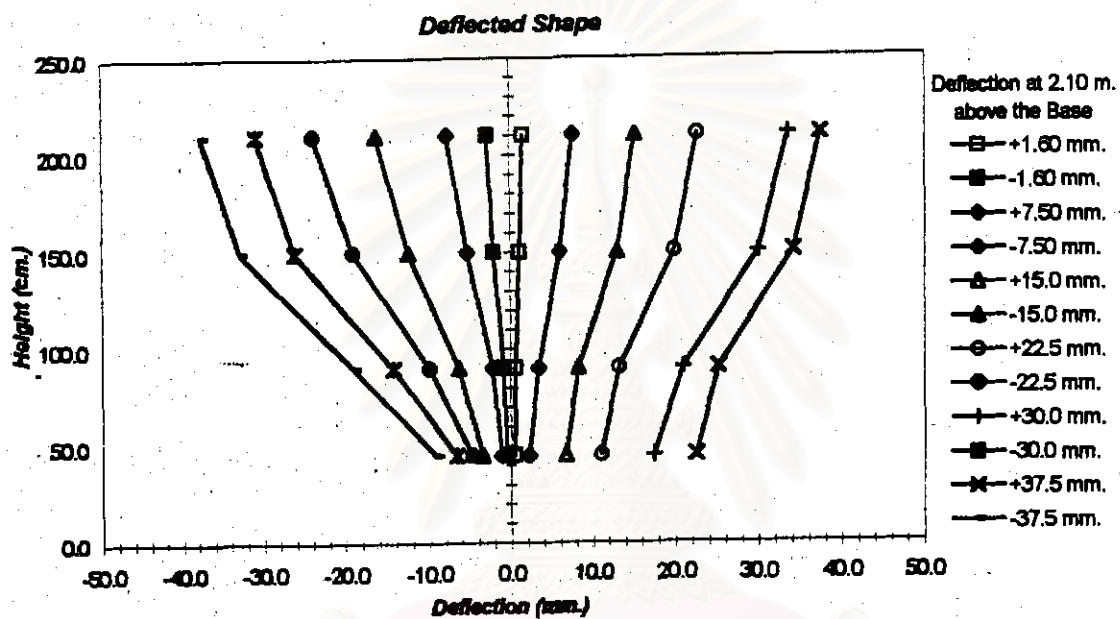


รูปที่ 3.1 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 1



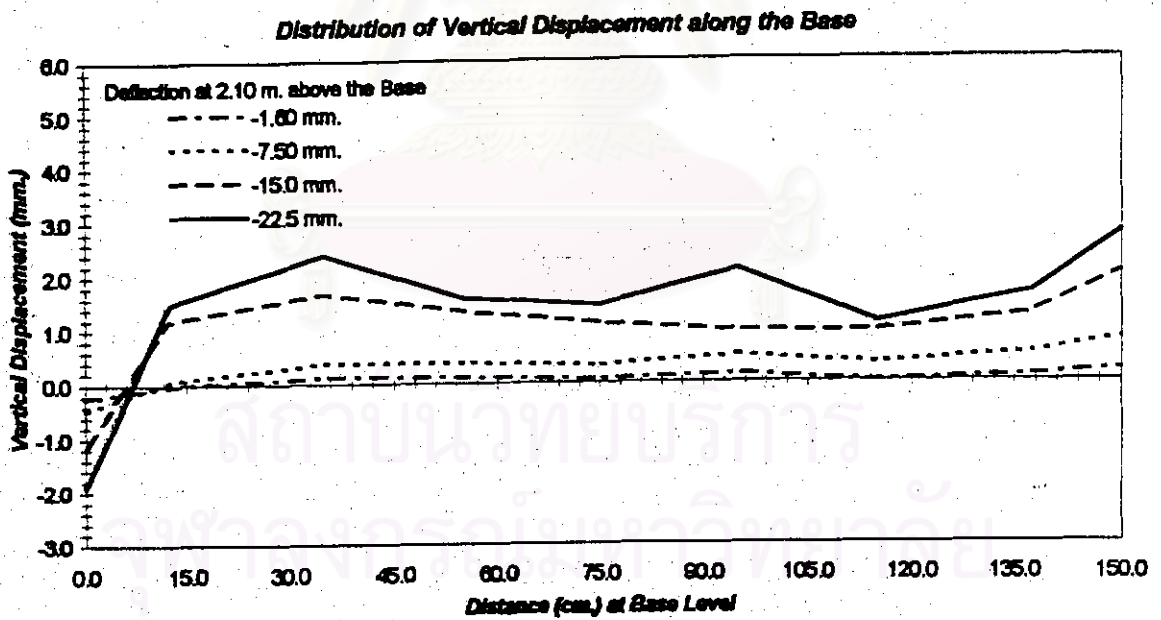
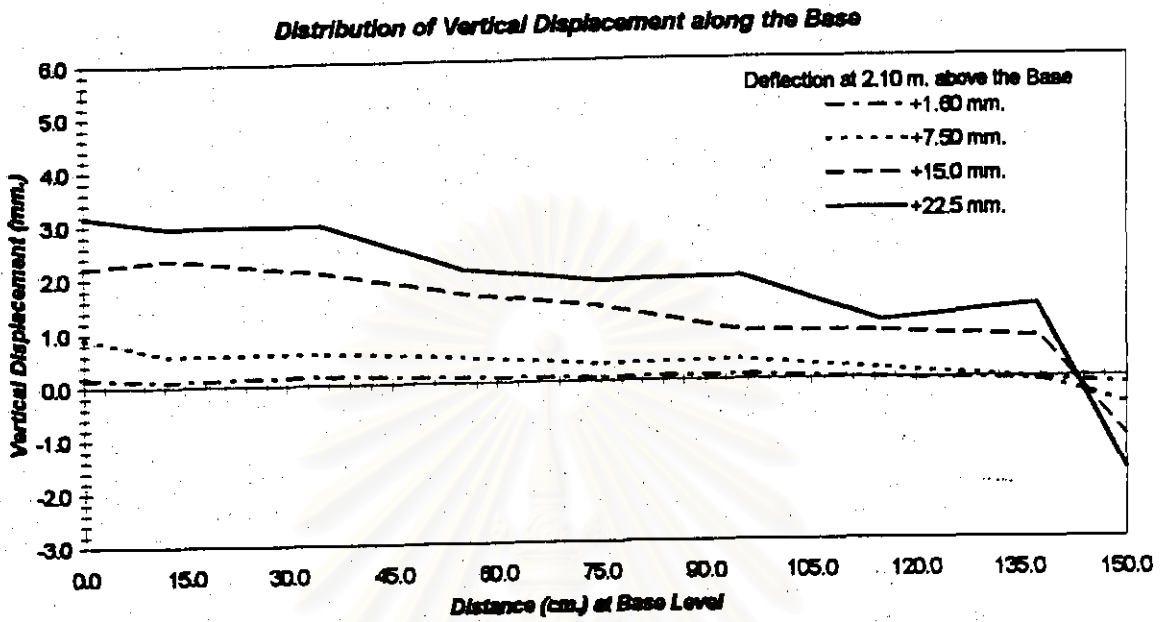
รูปที่ 3.1 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 1

สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

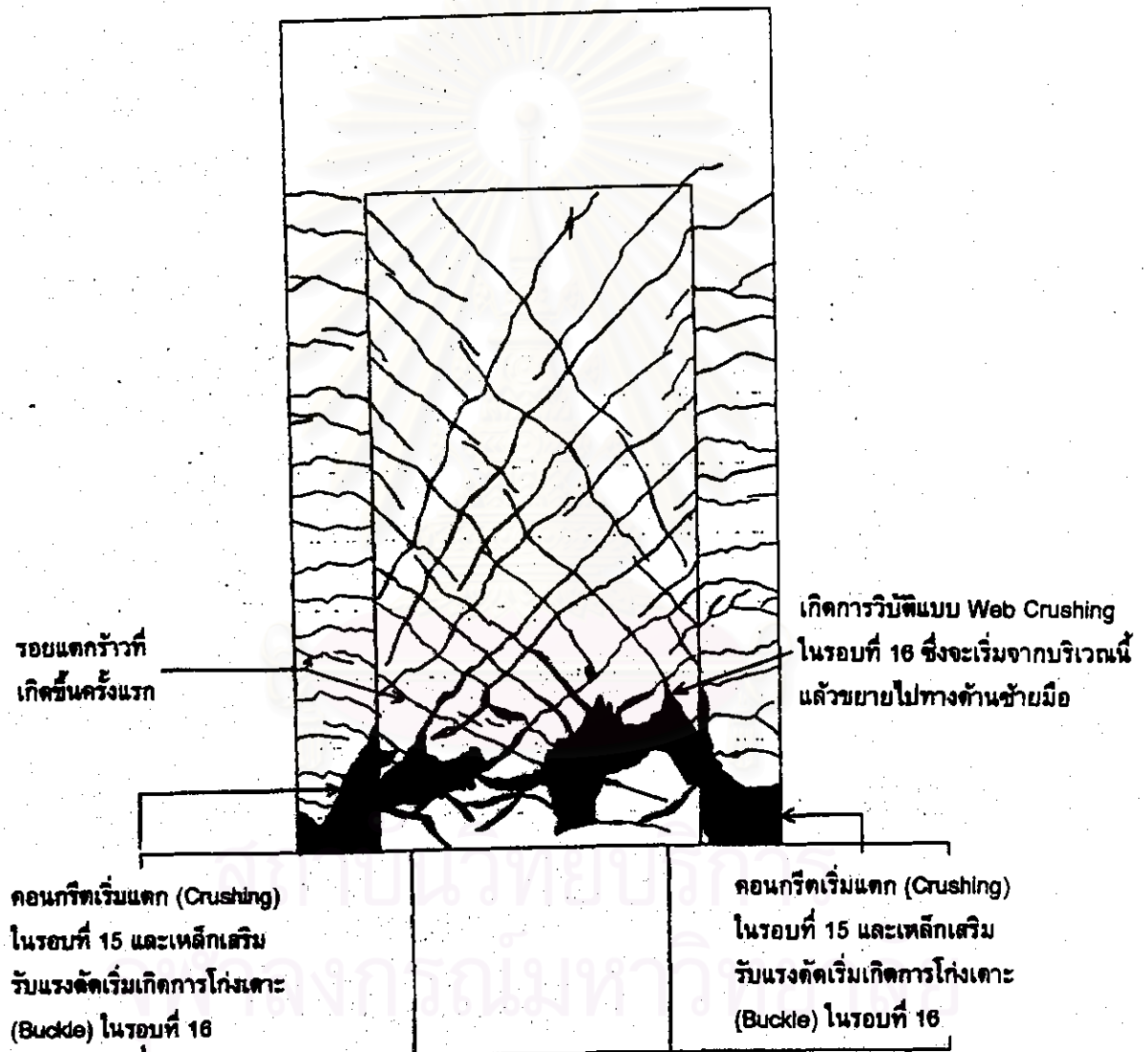


รูปที่ 3.2 แสดงการเคลื่อนที่ด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่างทดสอบที่ 1

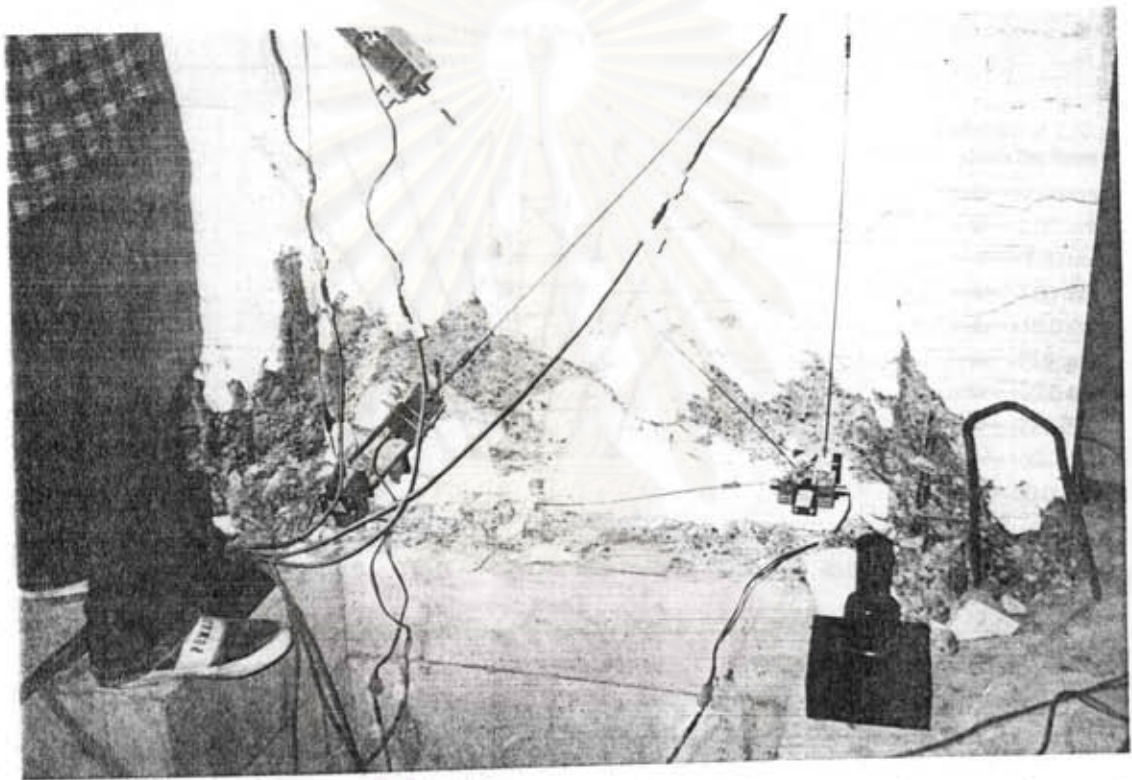
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.3 แสดงการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ขอบล่างสุดตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบที่ 1

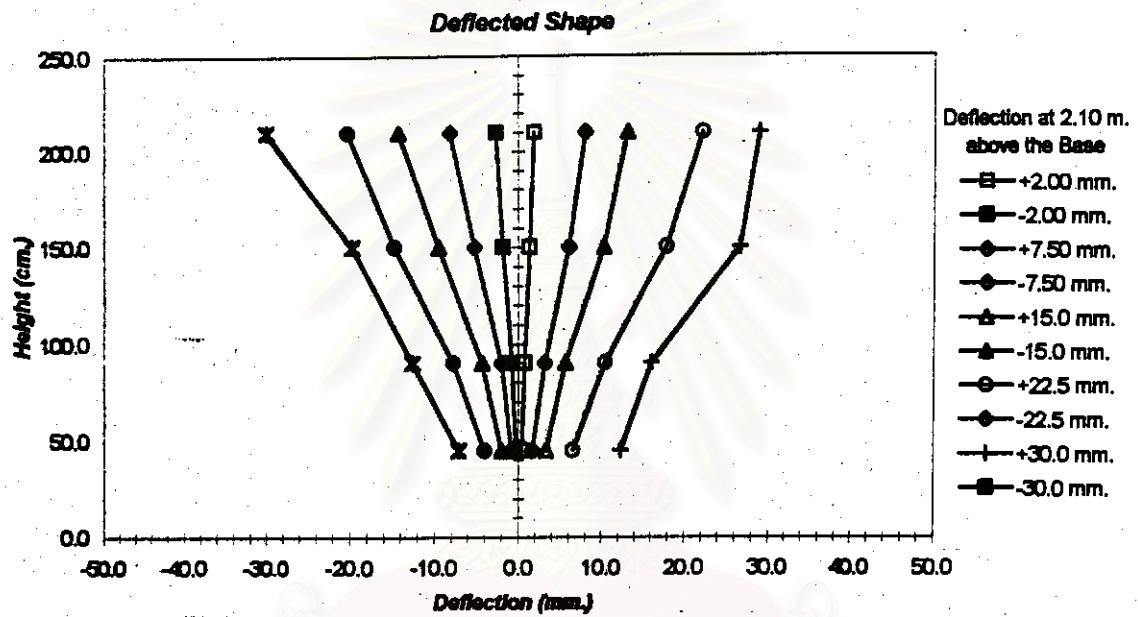


รูปที่ 3.4 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 2



รูปที่ 3.4 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 2

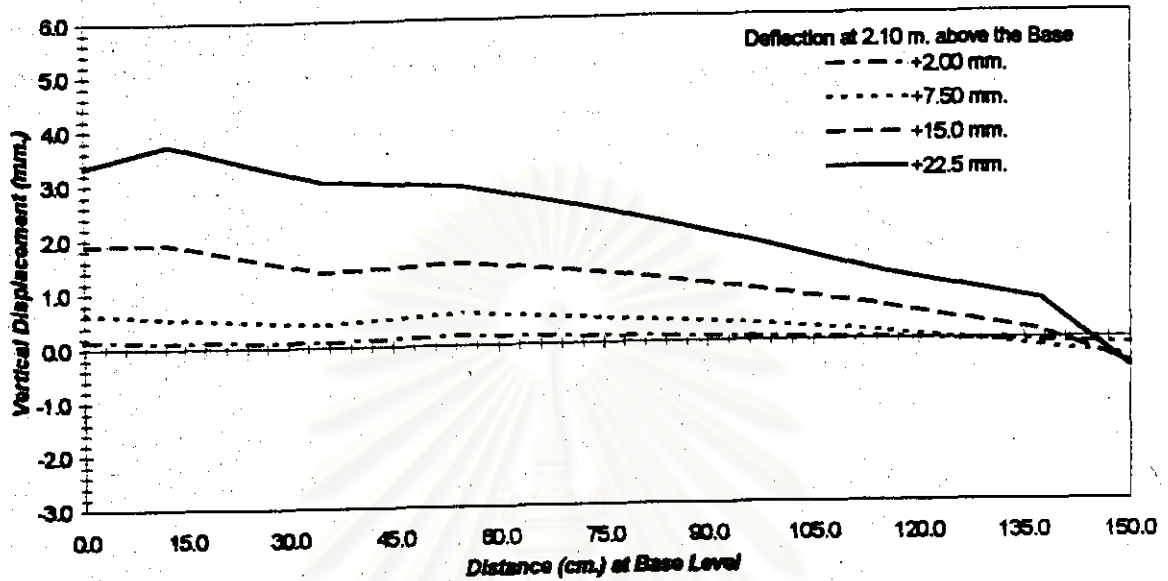
สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



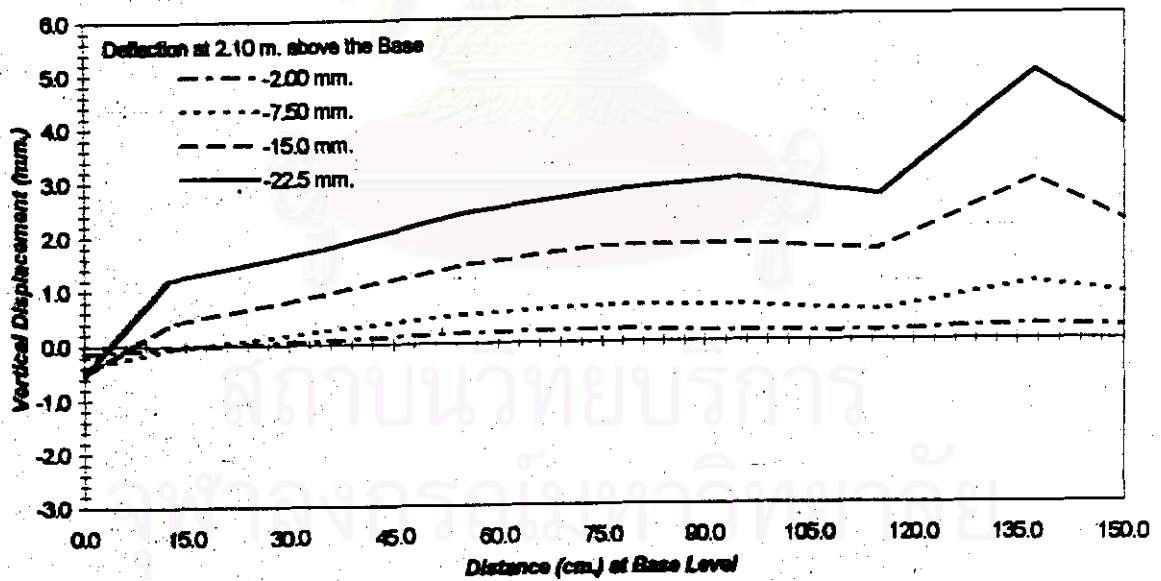
รูปที่ 3.5 แสดงการเคลื่อนที่ด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่างทดสอบที่ 2

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

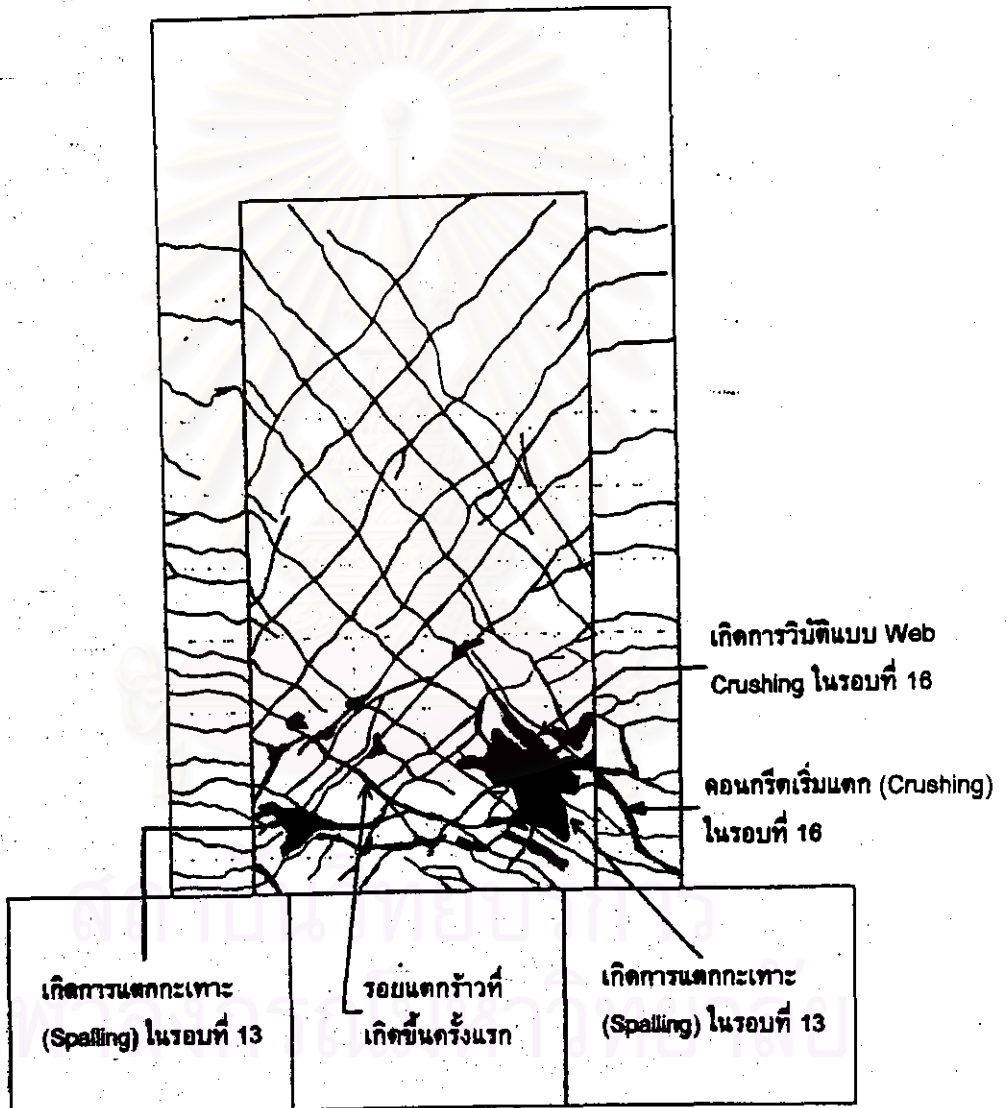
Distribution of Vertical Displacement along the Base



Distribution of Vertical Displacement along the Base



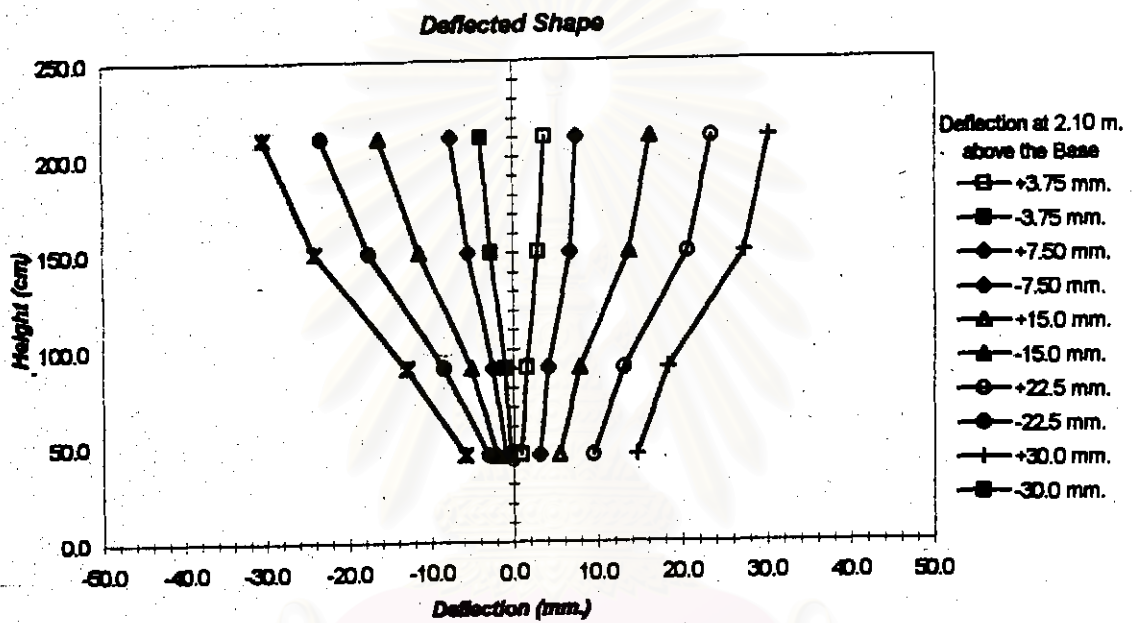
รูปที่ 3.6 แสดงการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ขอบล่างสุดตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบที่ 2



รูปที่ 3.7 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 3

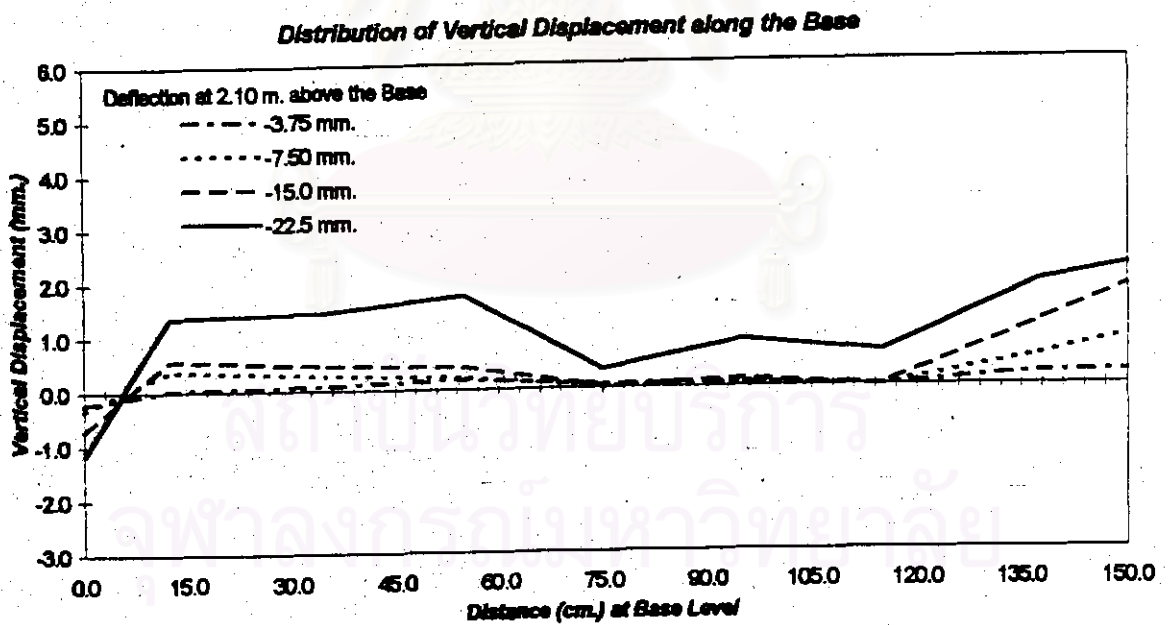
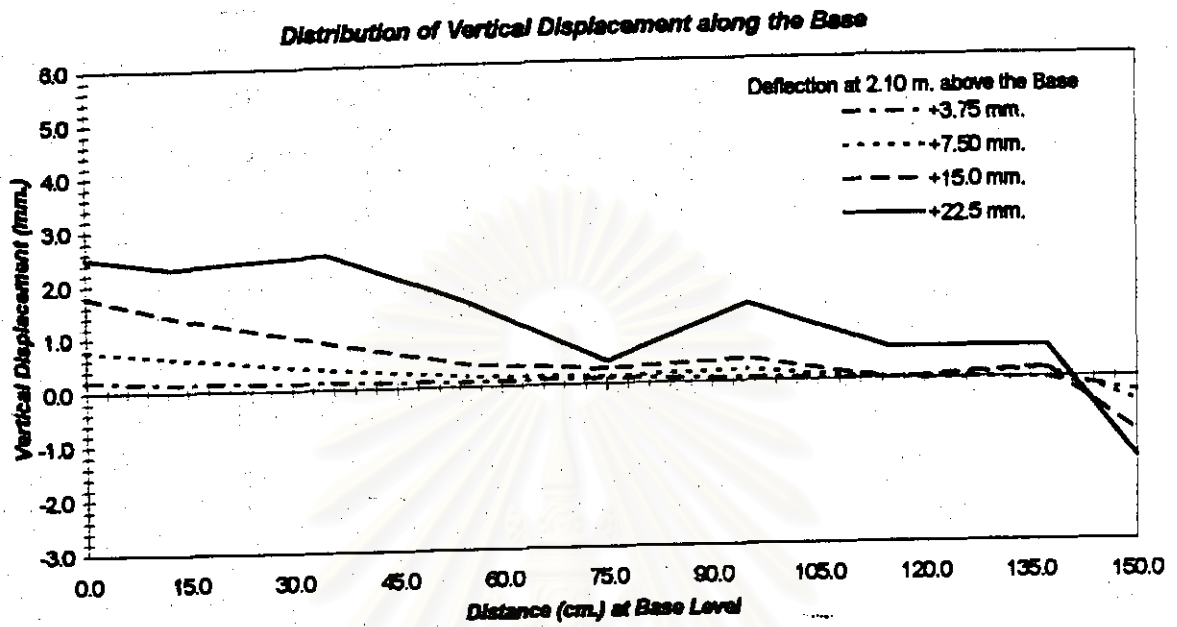


รูปที่ 3.7 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 3

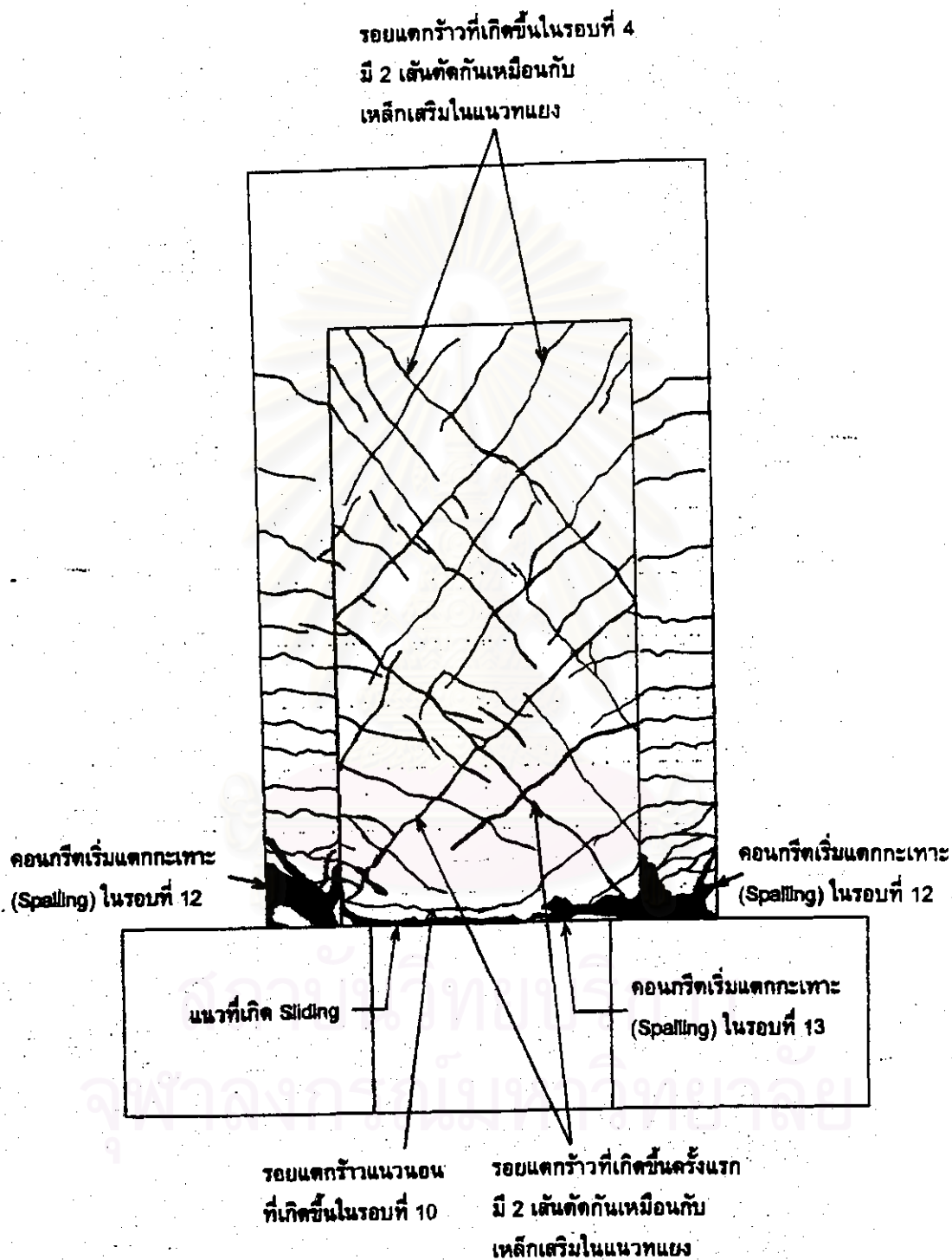


รูปที่ 3.8 แสดงการเคลื่อนที่ที่ฐานข้างตลอดความสูงของตัวอย่างทดสอบที่ 3

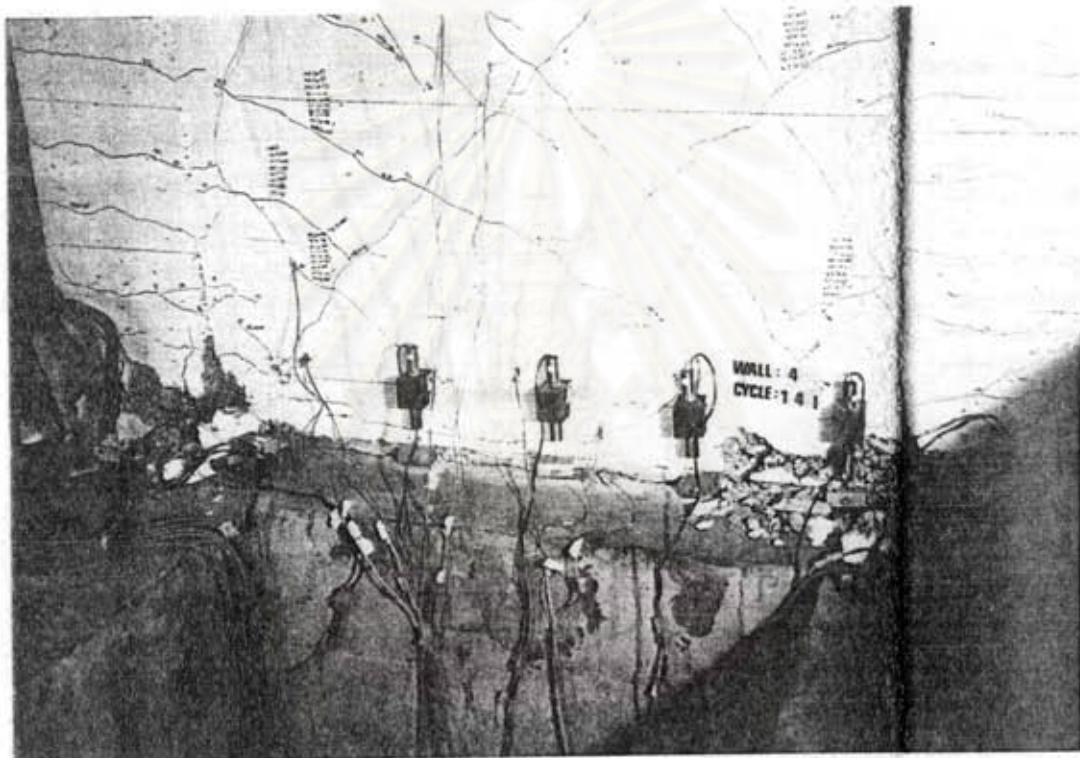
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.9 แสดงการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ขอบล่างสุดตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบที่ 3

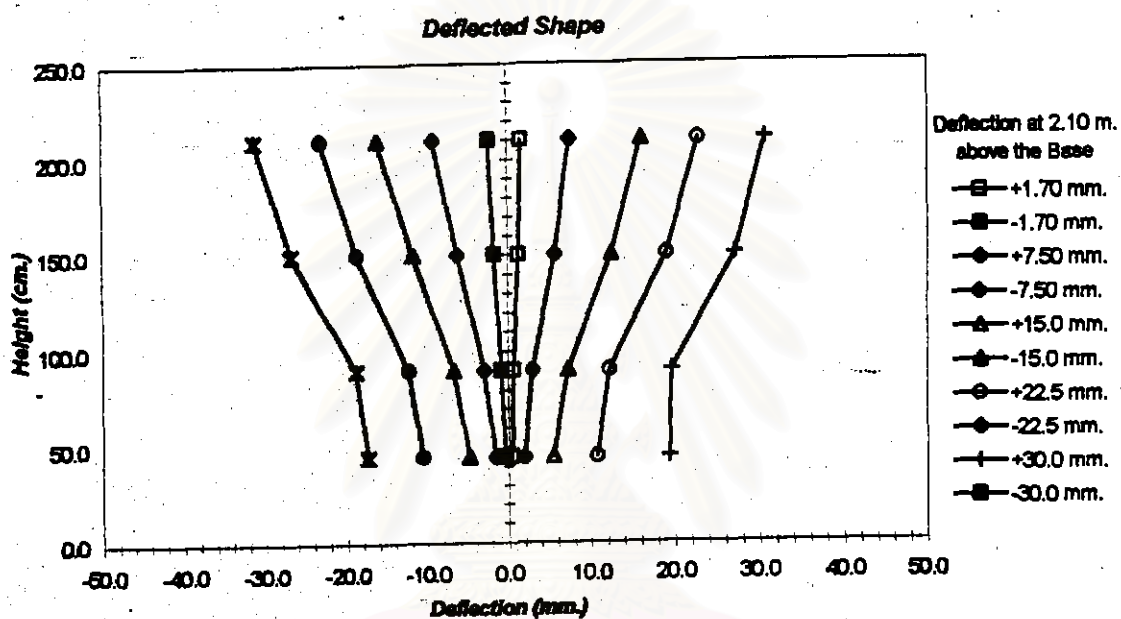


รูปที่ 3.10 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 4



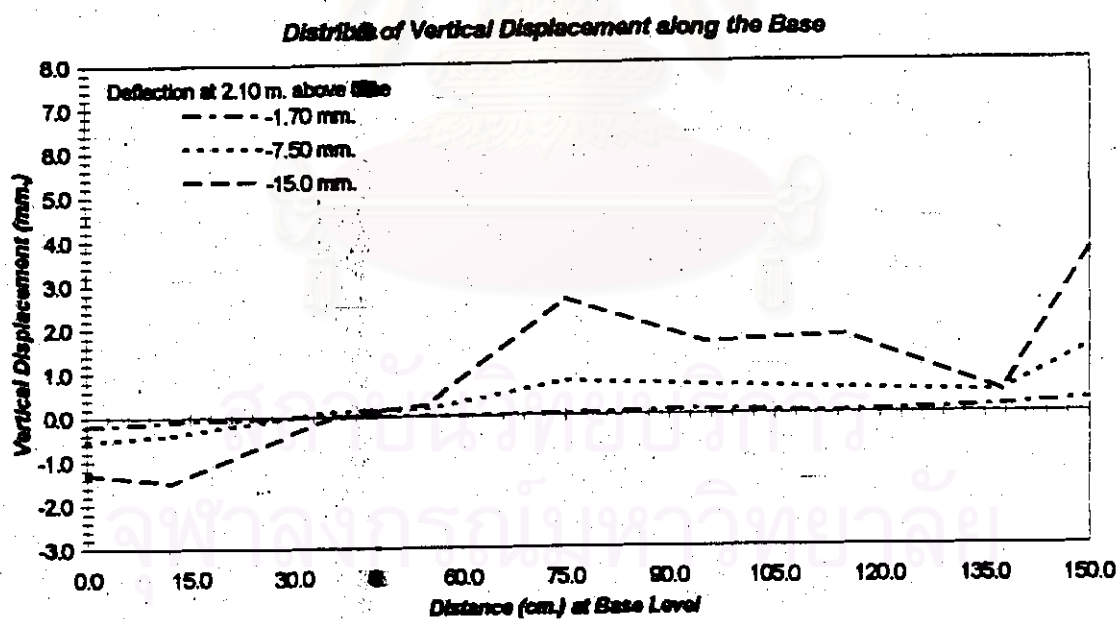
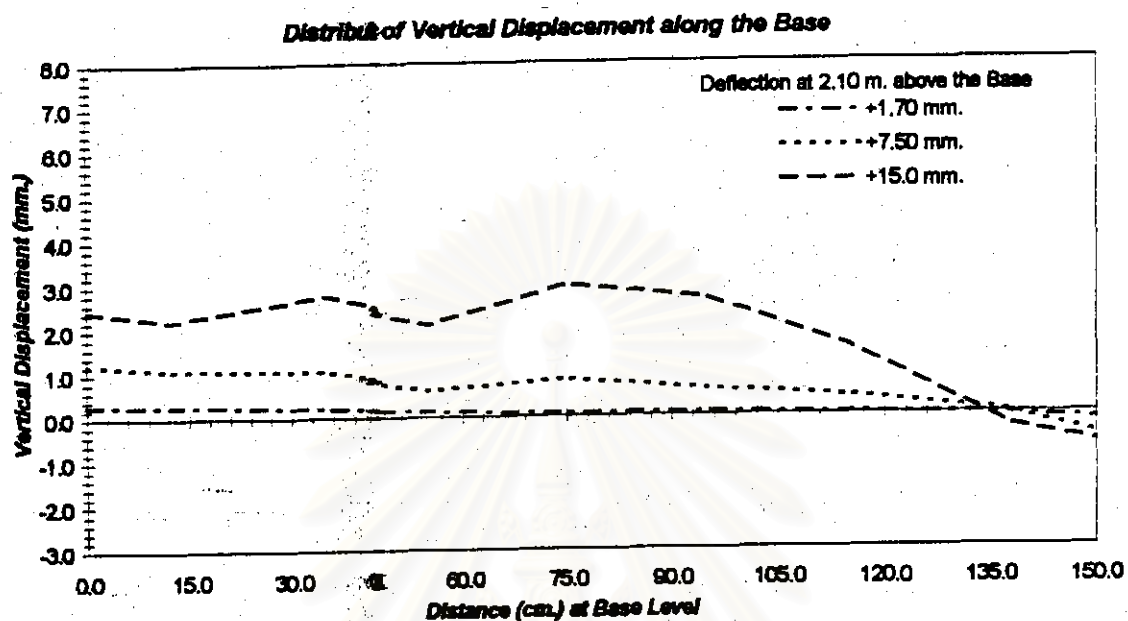
รูปที่ 3.10 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่

กำลังกรรมมหาวิทาลัย

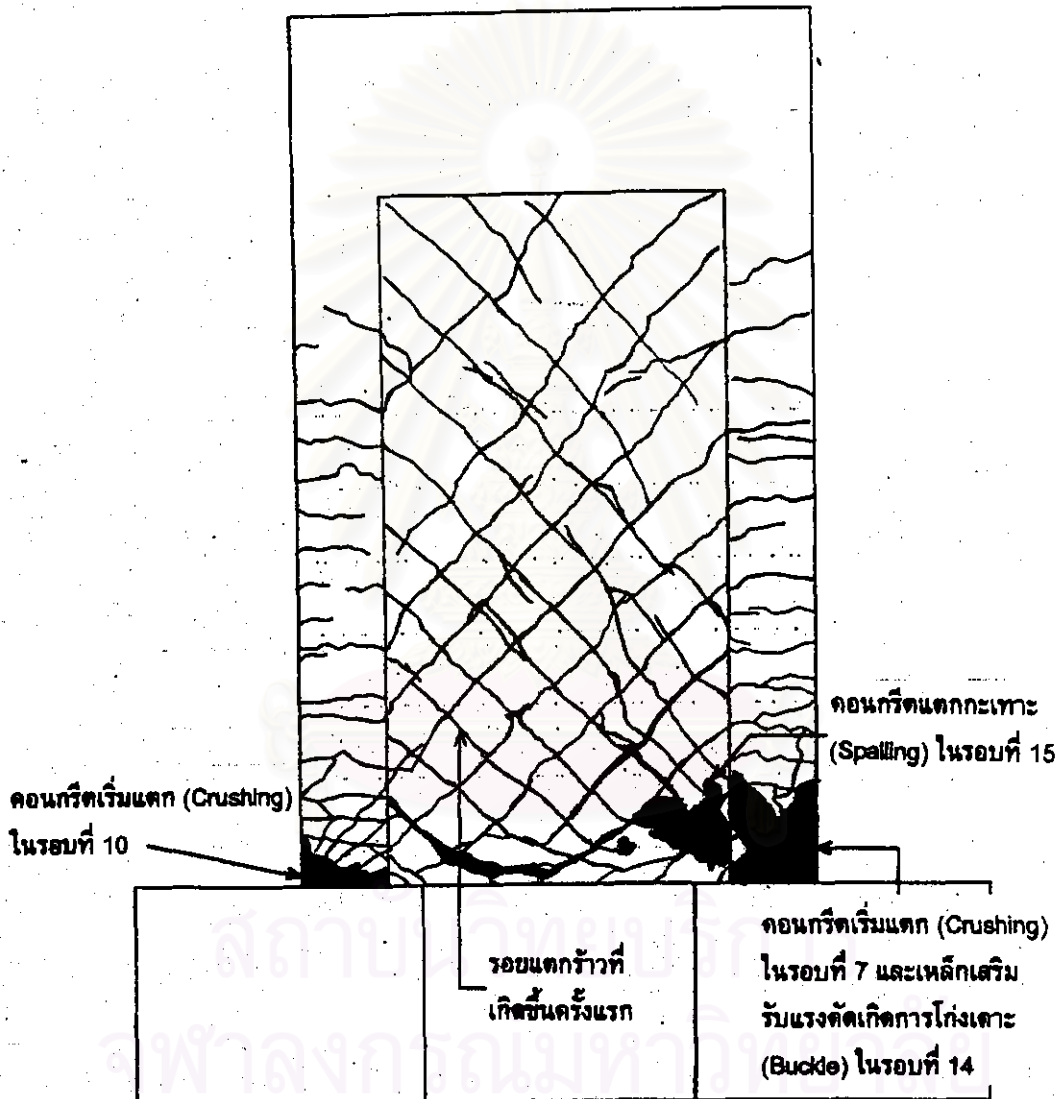


รูปที่ 3.11 แสดงการเคลื่อนที่ด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่างทดสอบที่ 4

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 3.12 แสดงการเคลื่อนที่ขยับข้างสุดท้ายตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบที่ 4

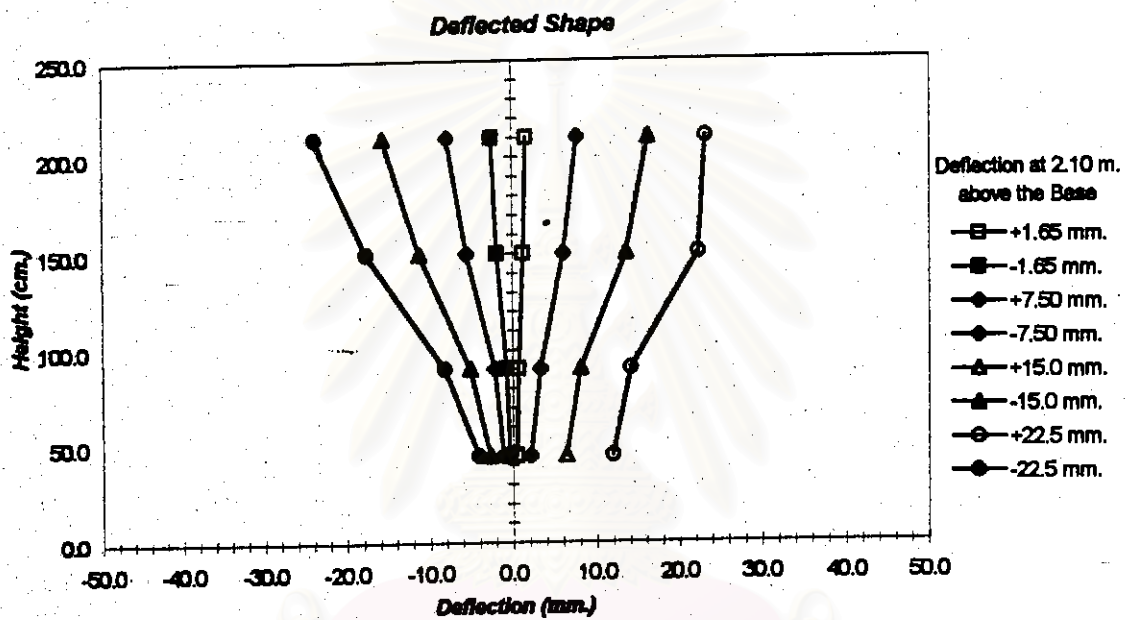


รูปที่ 3.13 แสดงรอยแตกราวกว้างที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 5



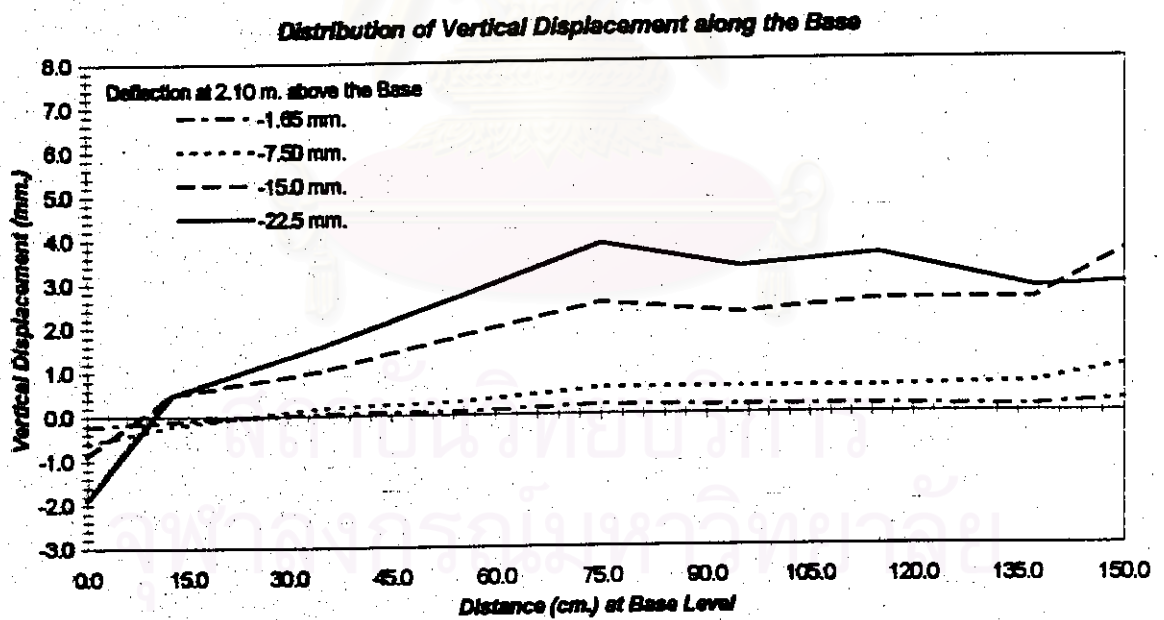
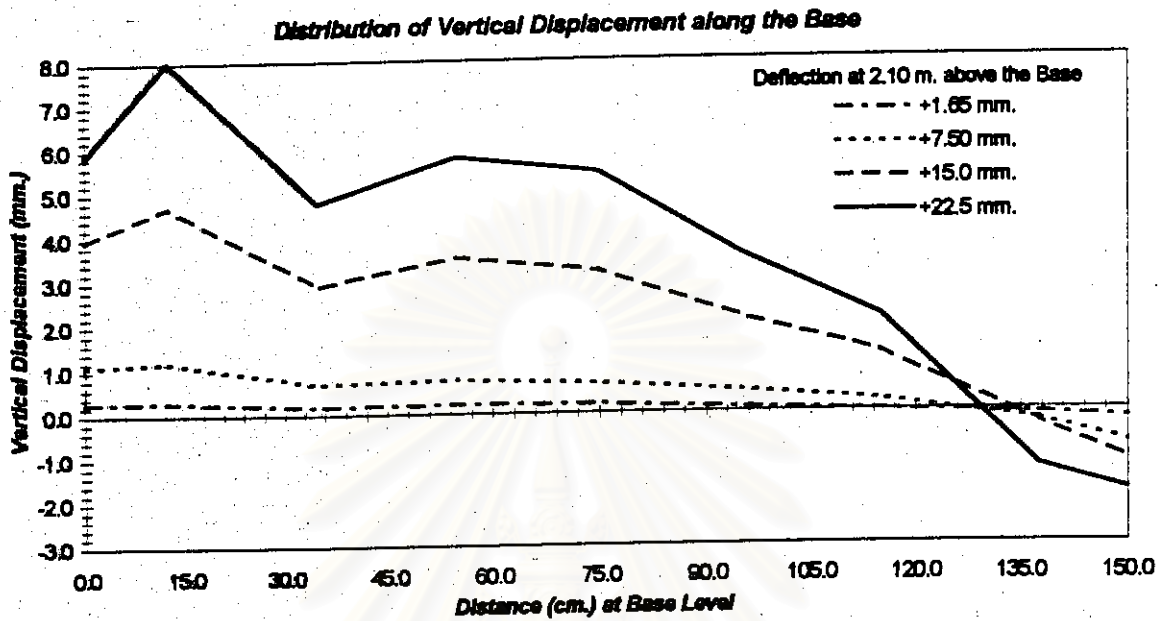
รูปที่ 3.13 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 5

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

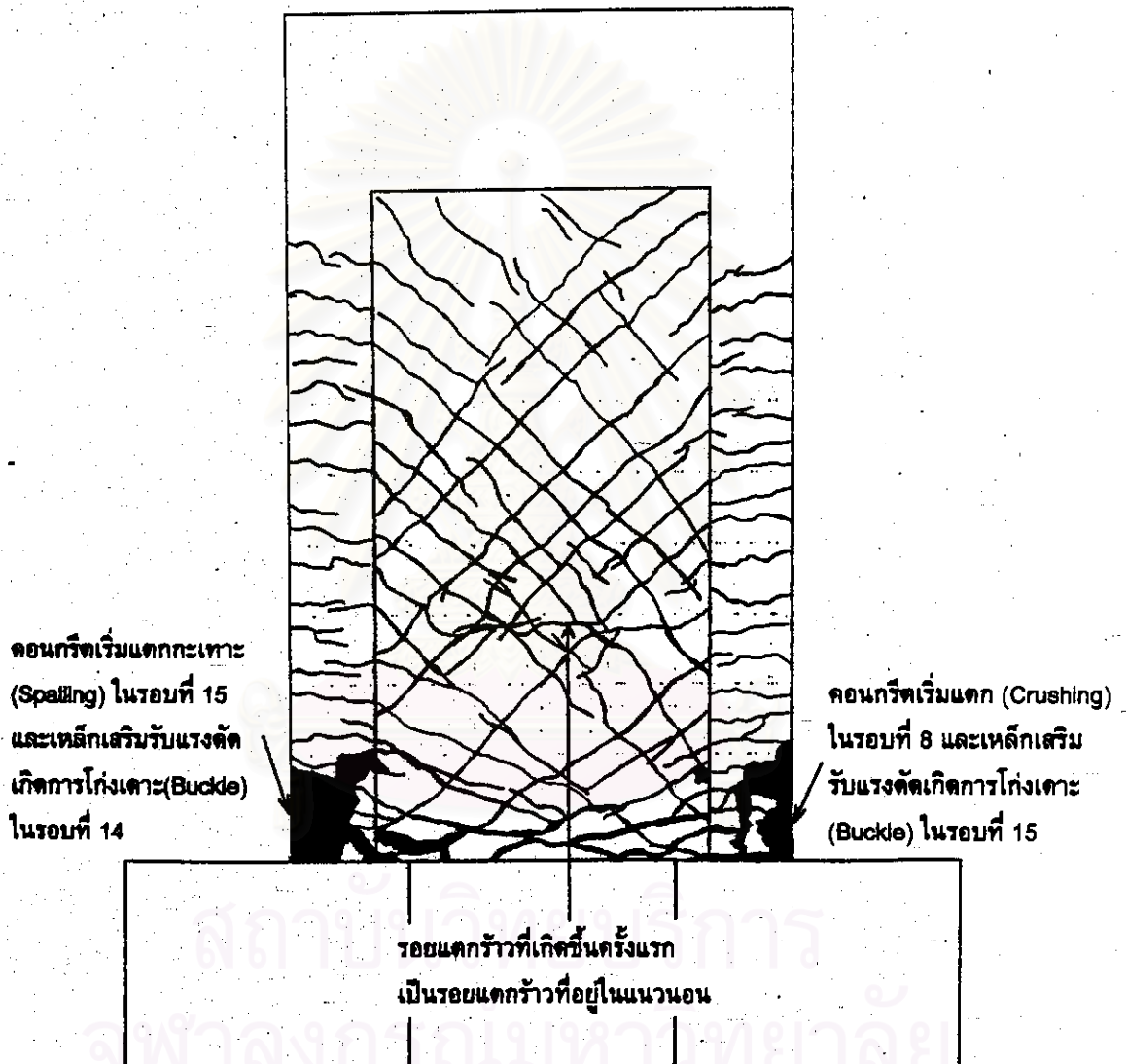


รูปที่ 3.14 แสดงการเคลื่อนที่ด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่างทดสอบที่ 5

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



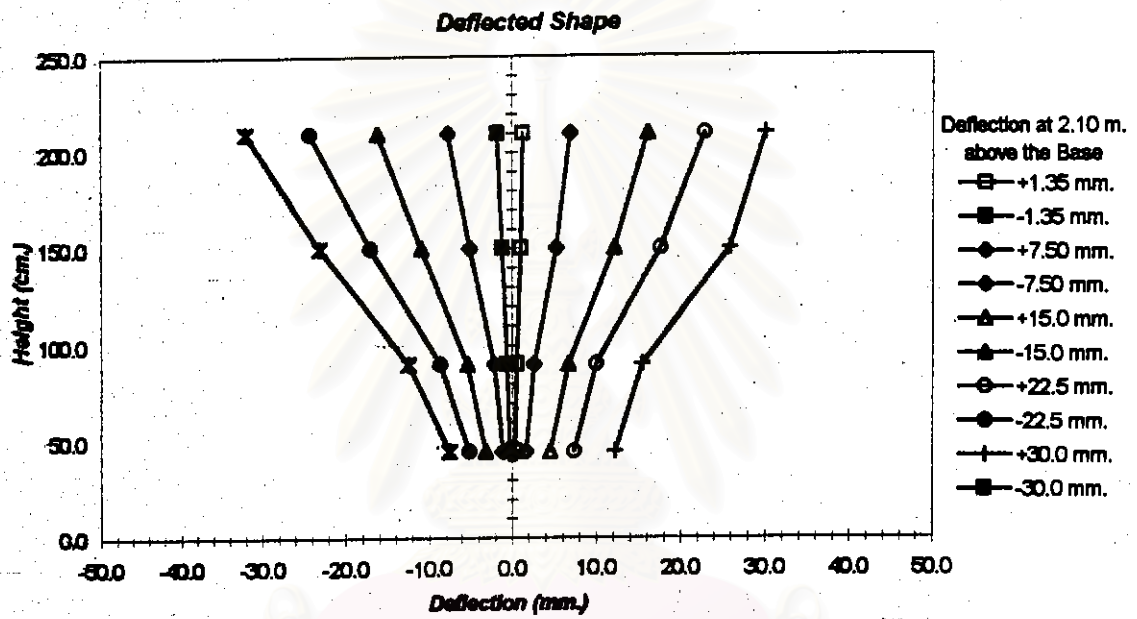
รูปที่ 3.15 แสดงการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ขอบล่างสุดตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบที่ 5



รูปที่ 3.16 แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 6

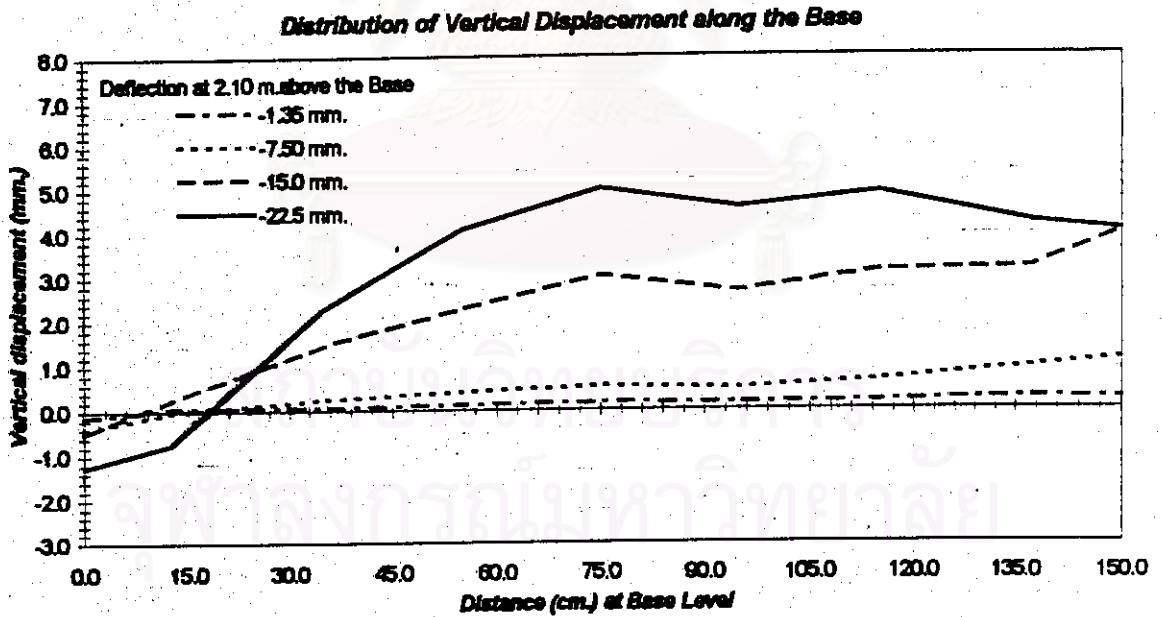
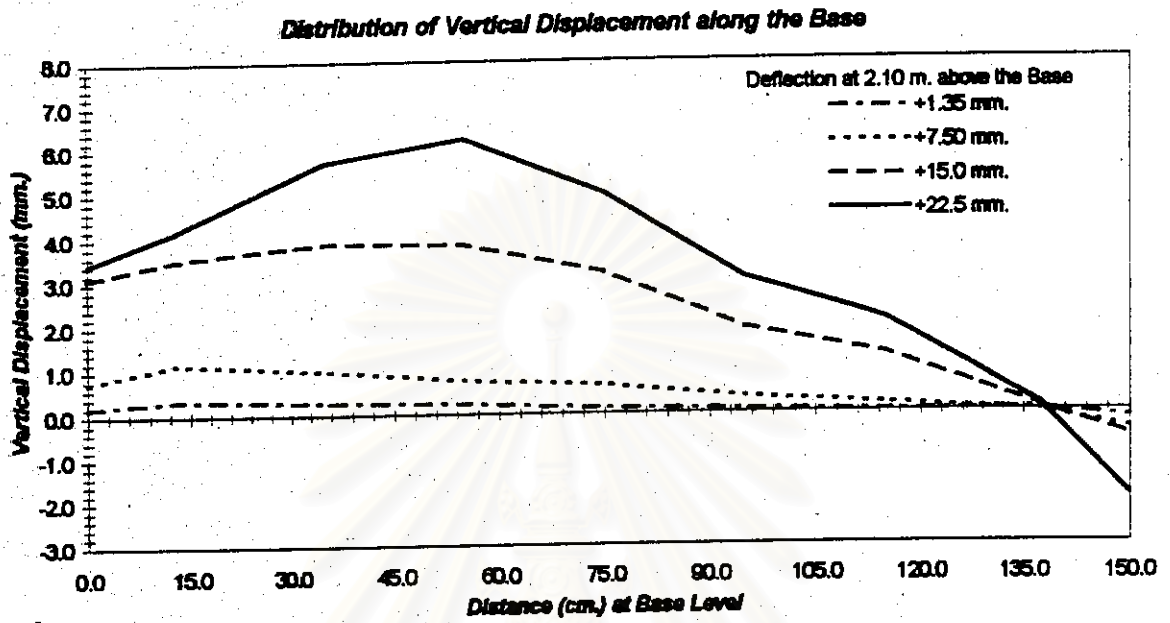


รูปที่ 3.16 (ต่อ) แสดงรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบที่ 6

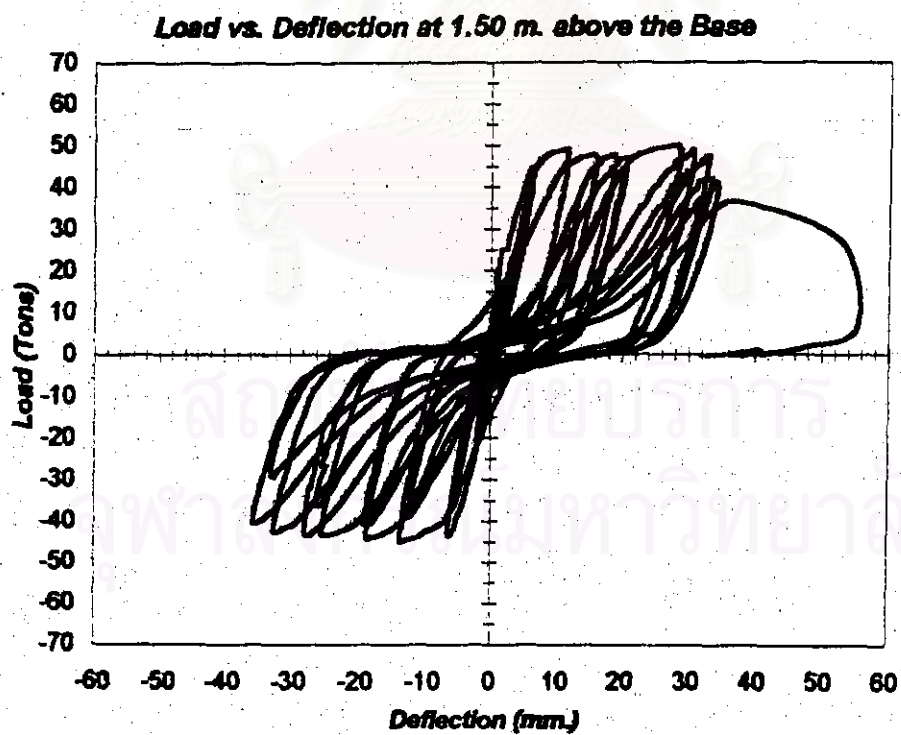
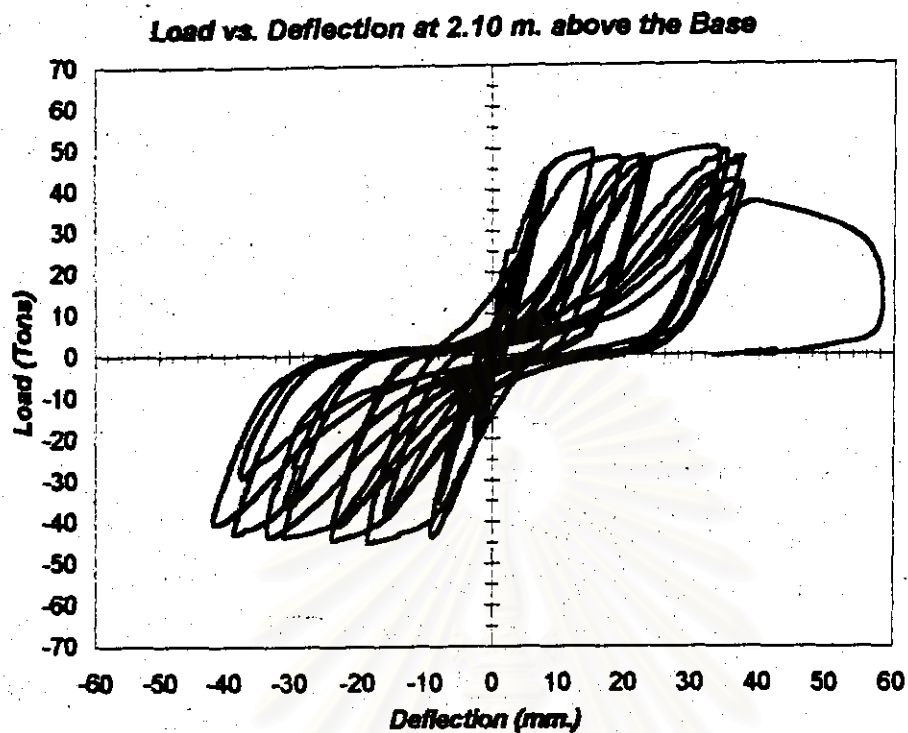


รูปที่ 3.17 แสดงการเคลื่อนที่ด้านข้างตลอดความสูงของตัวอย่างทดสอบที่ 6

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

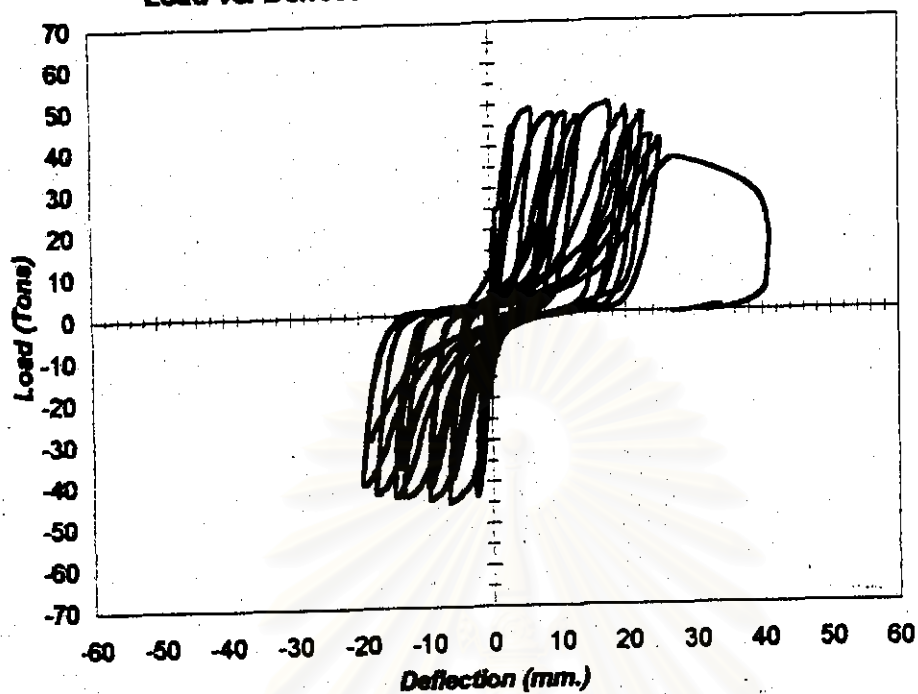


รูปที่ 3.18 แสดงการเคลื่อนที่ในแนวตั้งที่ขอมล่างสุดตลอดความกว้างของตัวอย่างทดสอบที่ 6

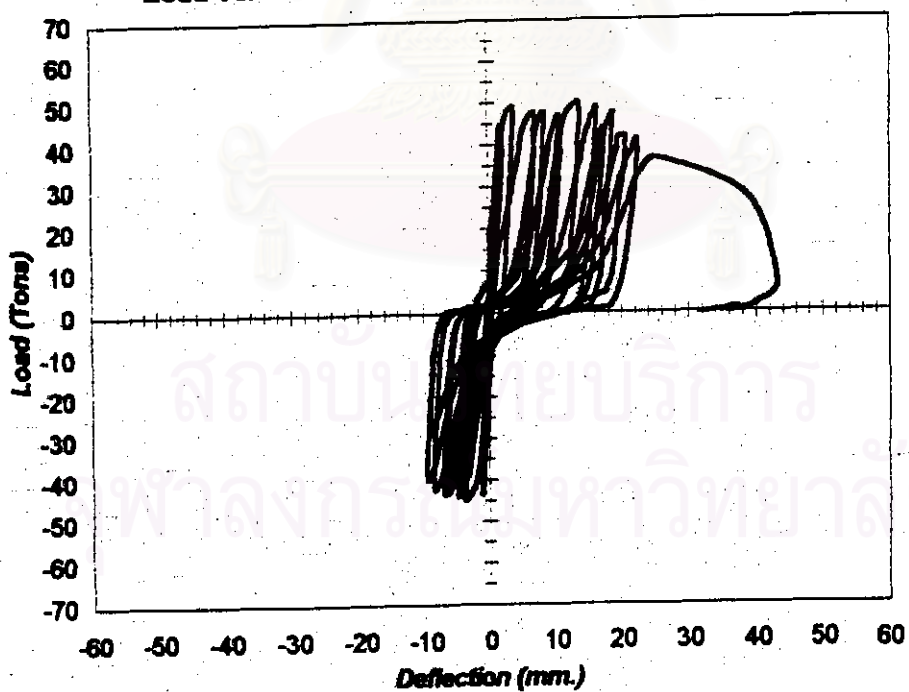


รูปที่ 4.1 ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ต้านข้างของตัวอย่างทดสอบที่ 1

Load vs. Deflection at 0.90 m. above the Base

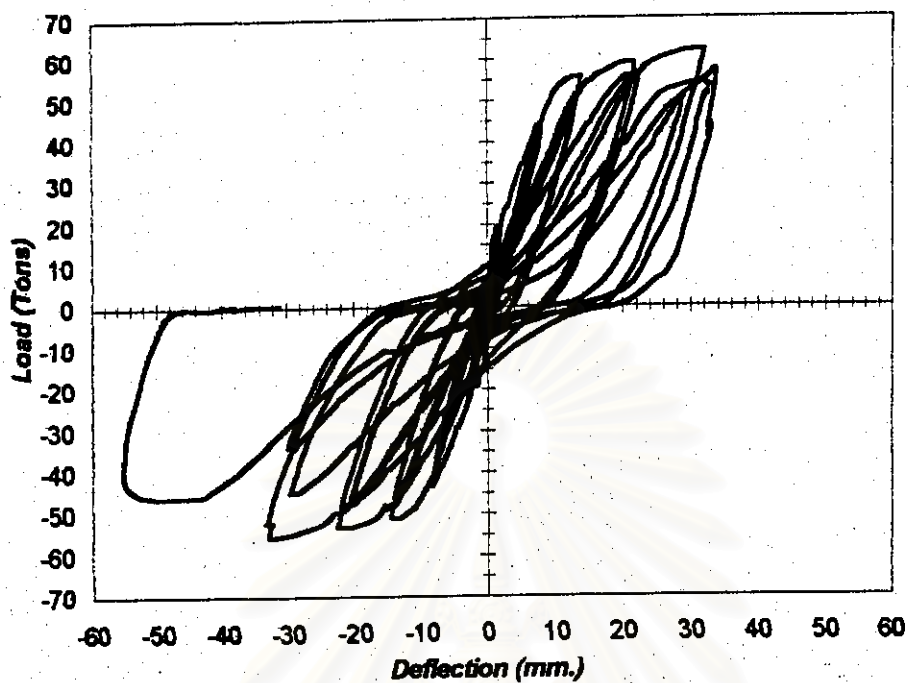


Load vs. Deflection at 0.45 m. above the Base

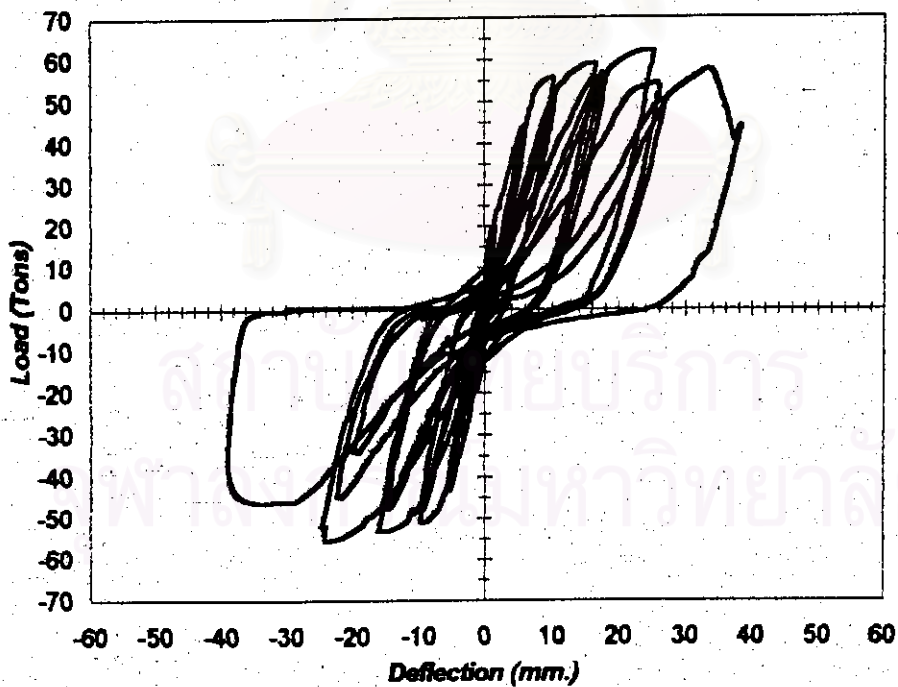


รูปที่ 4.1 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้าง
ของตัวอย่างทดสอบที่ 1

Load vs. Deflection at 2.10 m. above the Base

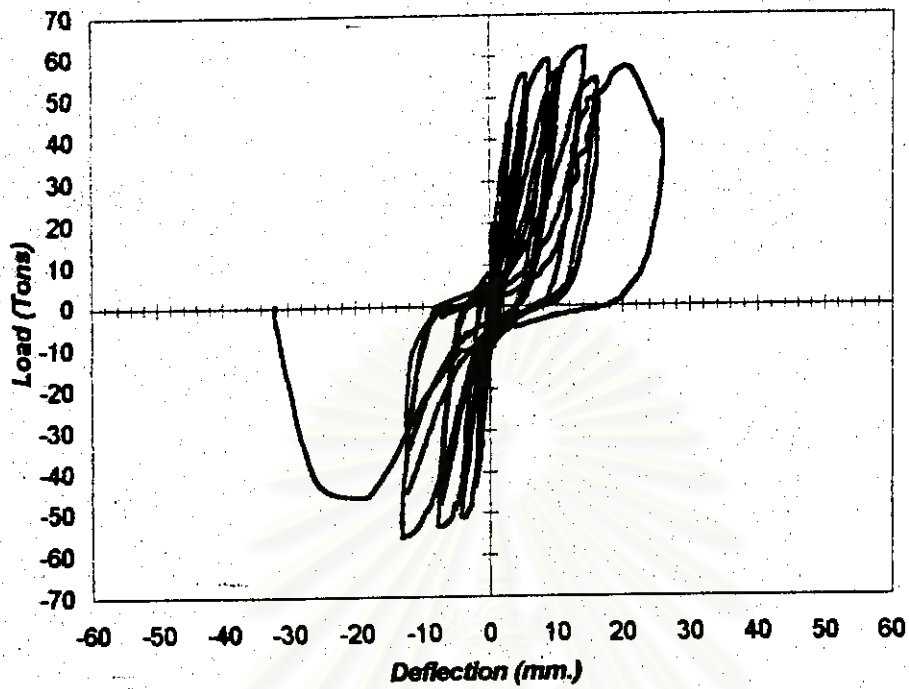


Load vs. Deflection at 1.50 m. above the Base

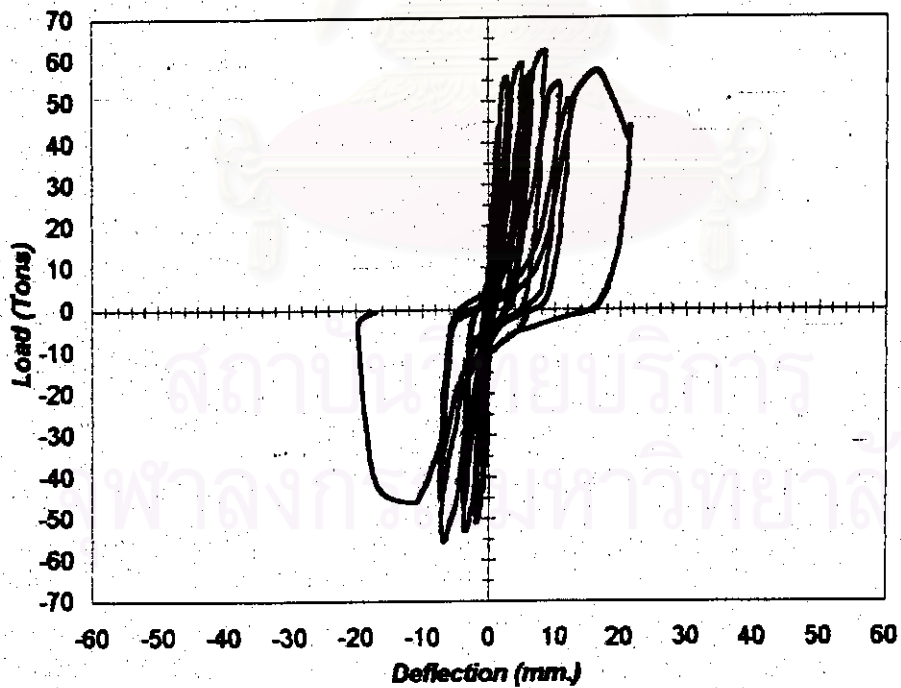


รูปที่ 4.2 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่างทดสอบที่ 2

Load vs. Deflection at 0.90 m. above the Base

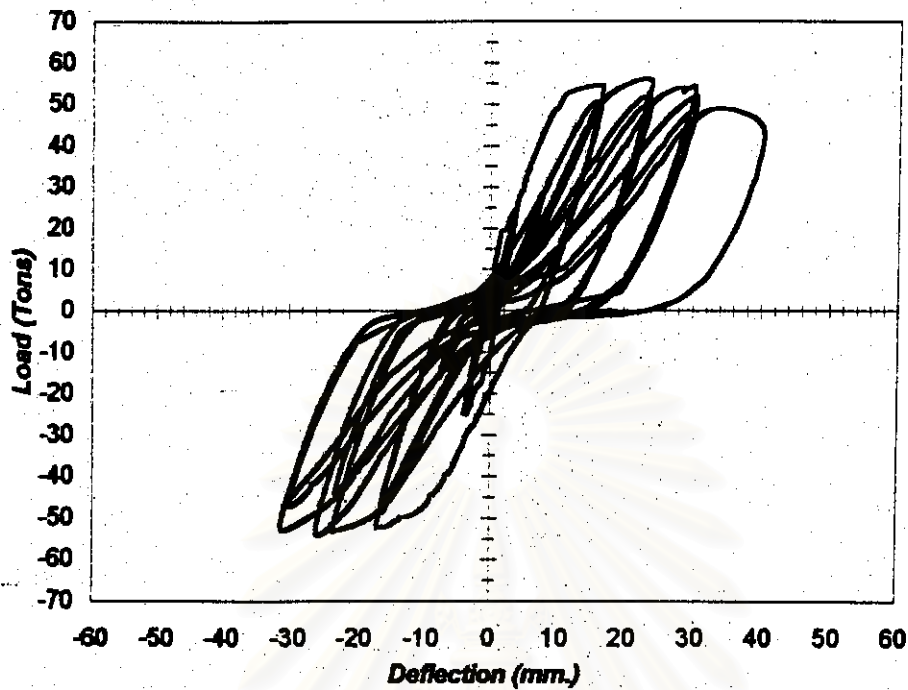


Load vs. Deflection at 0.45 m. above the Base

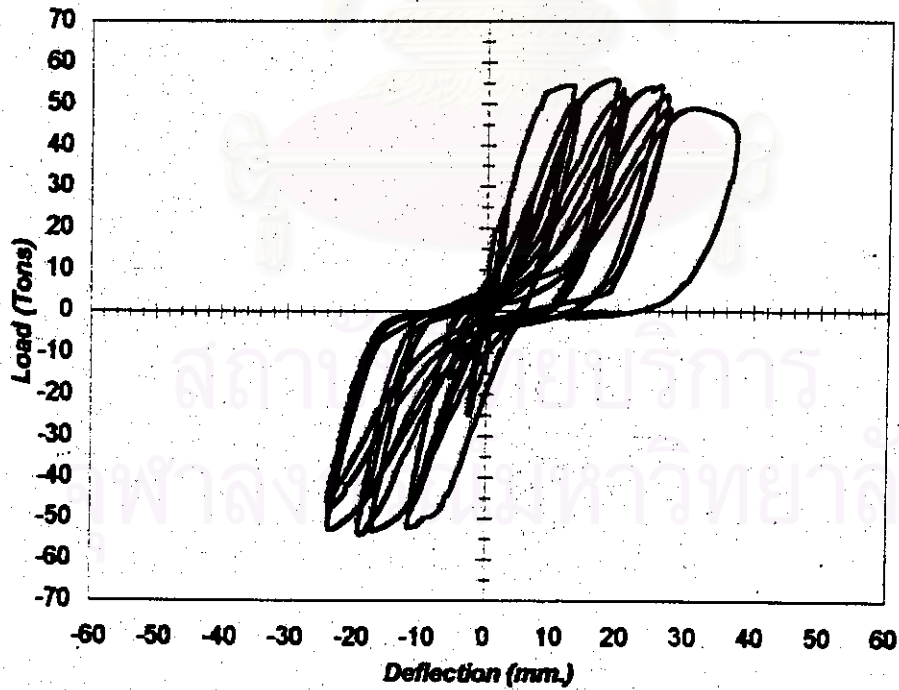


รูปที่ 4.2 (ต่อ) โด่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่างทดสอบที่ 2

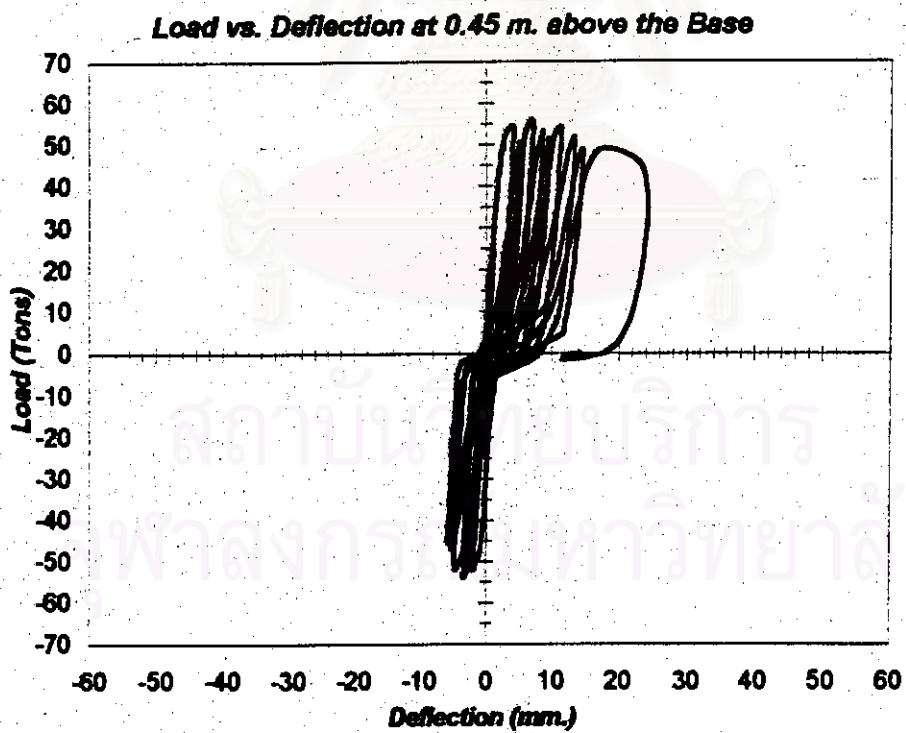
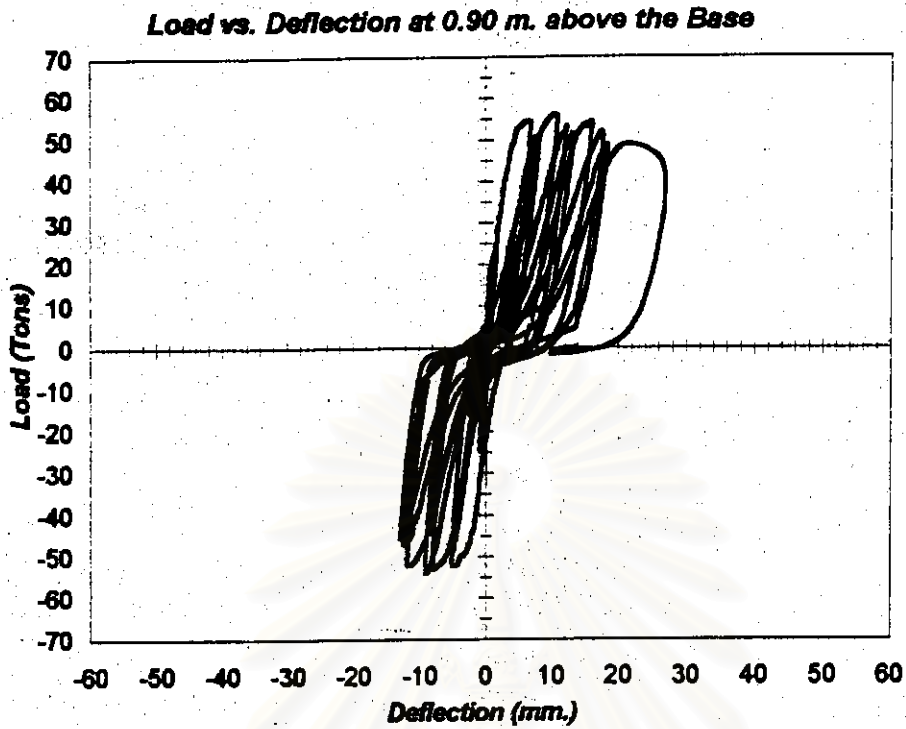
Load vs. Deflection at 2.10 m. above the Base



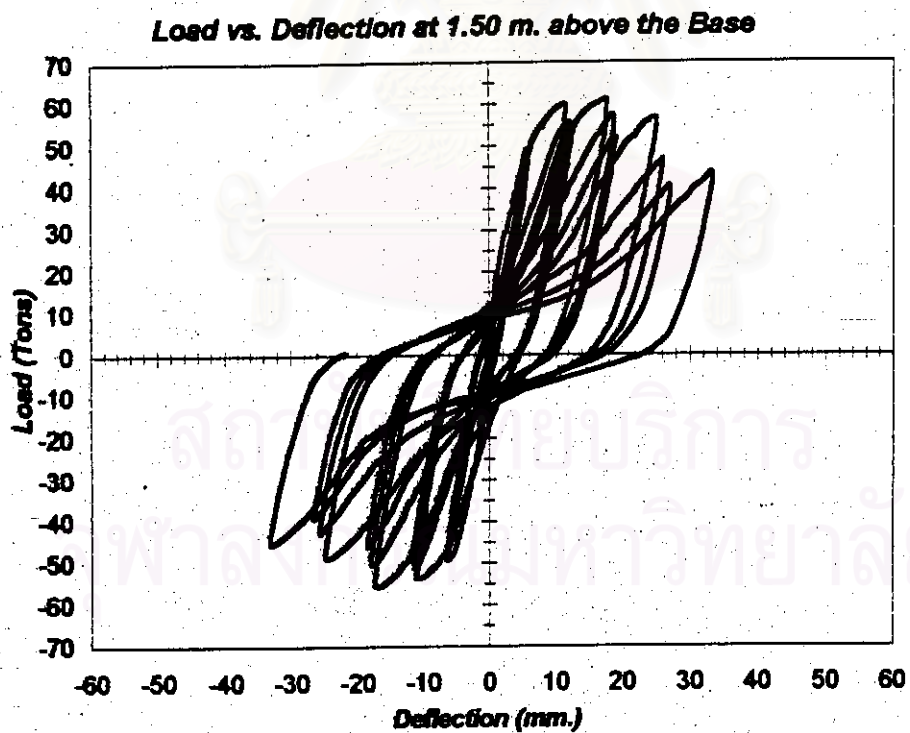
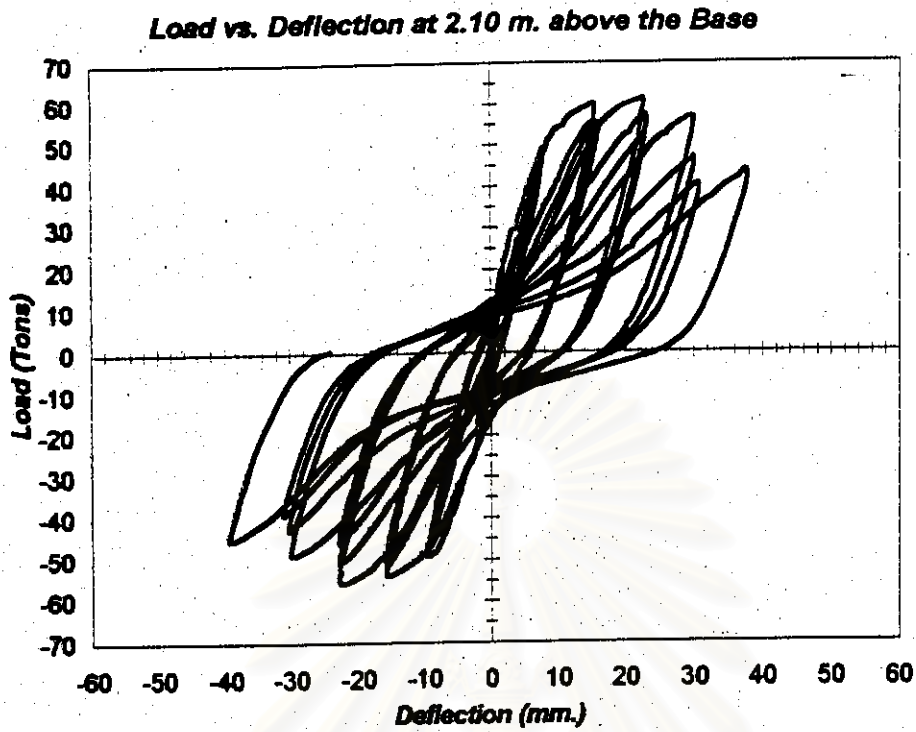
Load vs. Deflection at 1.50 m. above the Base



รูปที่ 4.3 โคนความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่างทดสอบที่ 3

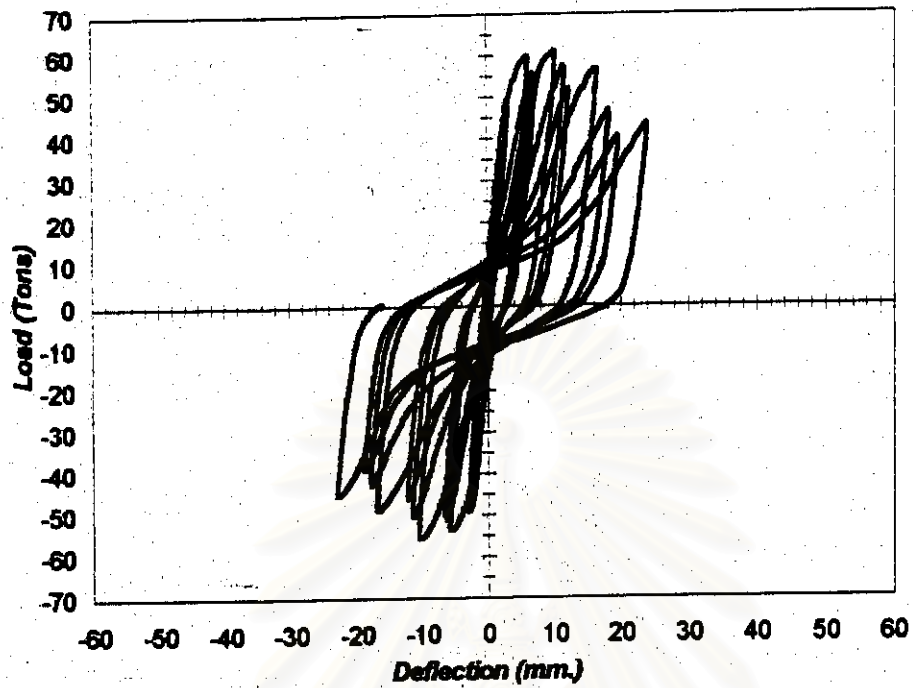


รูปที่ 4.3 (ต่อ) ได้ังความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่างทดสอบที่ 3

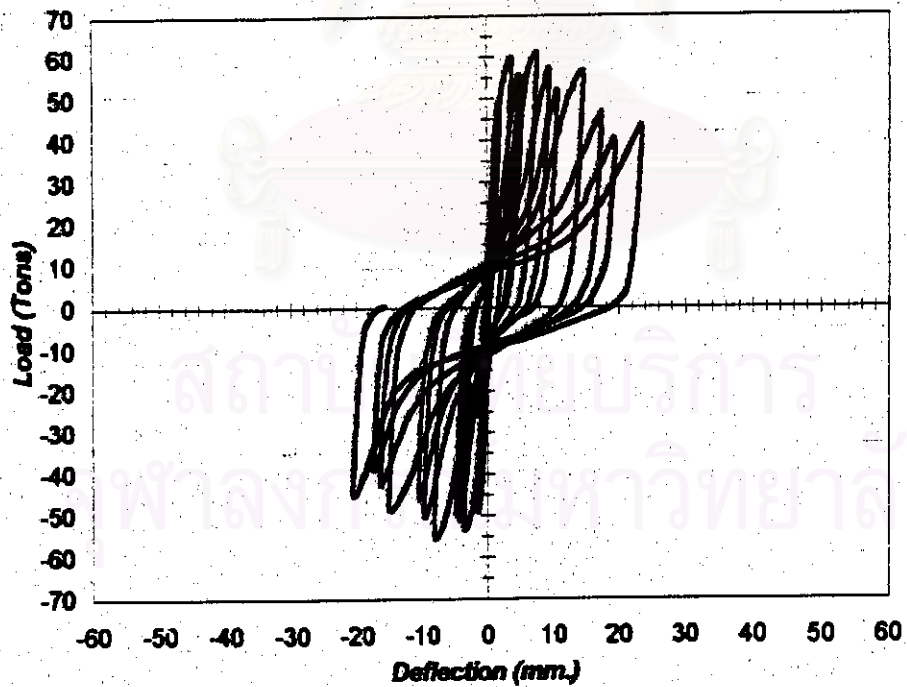


รูปที่ 4.4 โกว้ความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้างของตัวอย่างทดสอบที่ 4

Load vs. Deflection at 0.90 m. above the Base

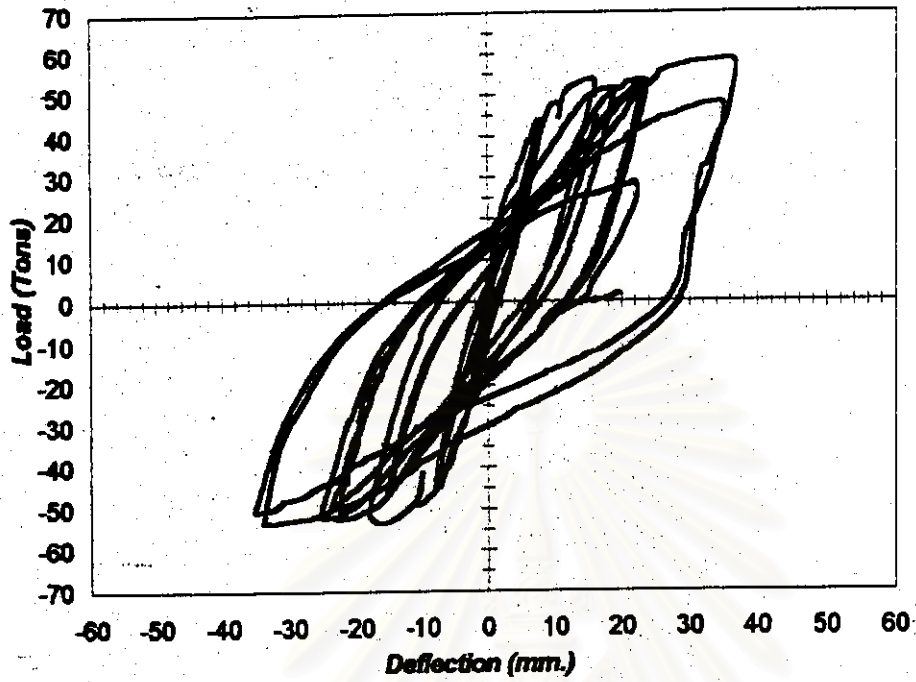


Load vs. Deflection at 0.45 m. above the Base

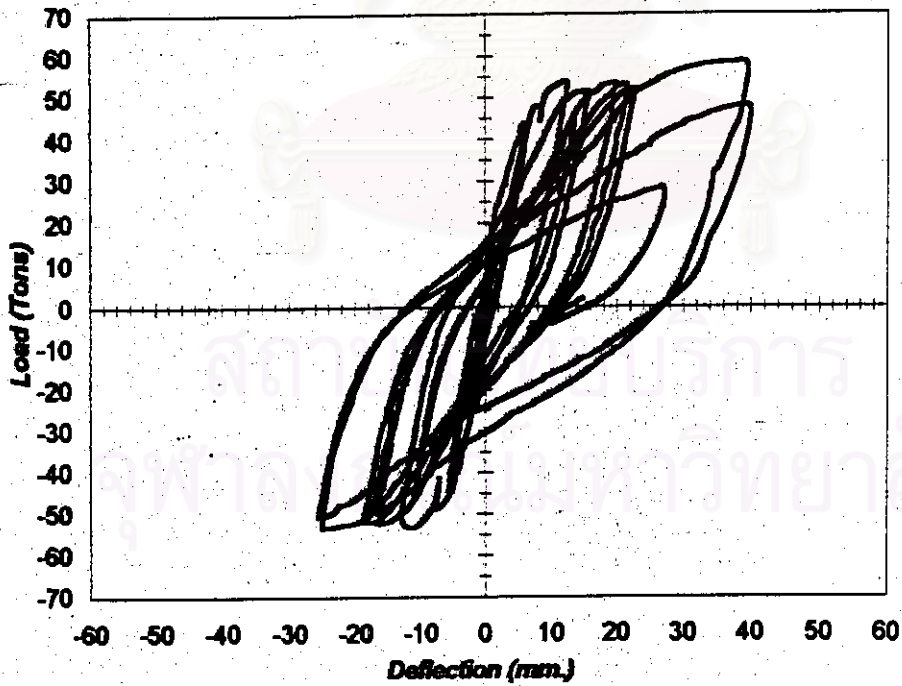


รูปที่ 4.4 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้าง
ของตัวอย่างทดสอบที่ 4

Load vs. Deflection at 2.10 m. above the Base

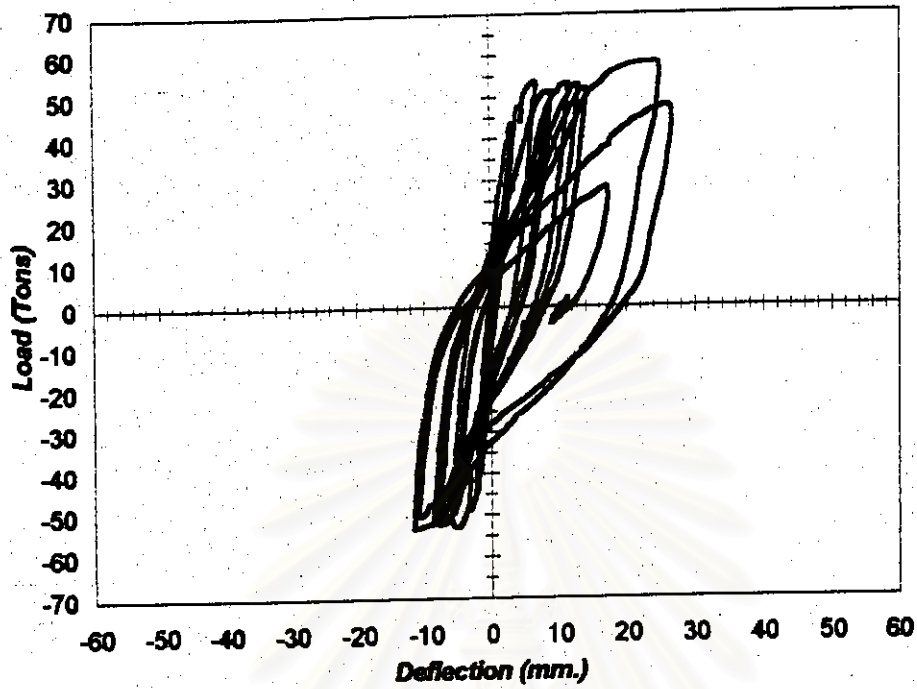


Load vs. Deflection at 1.50 m. above the Base

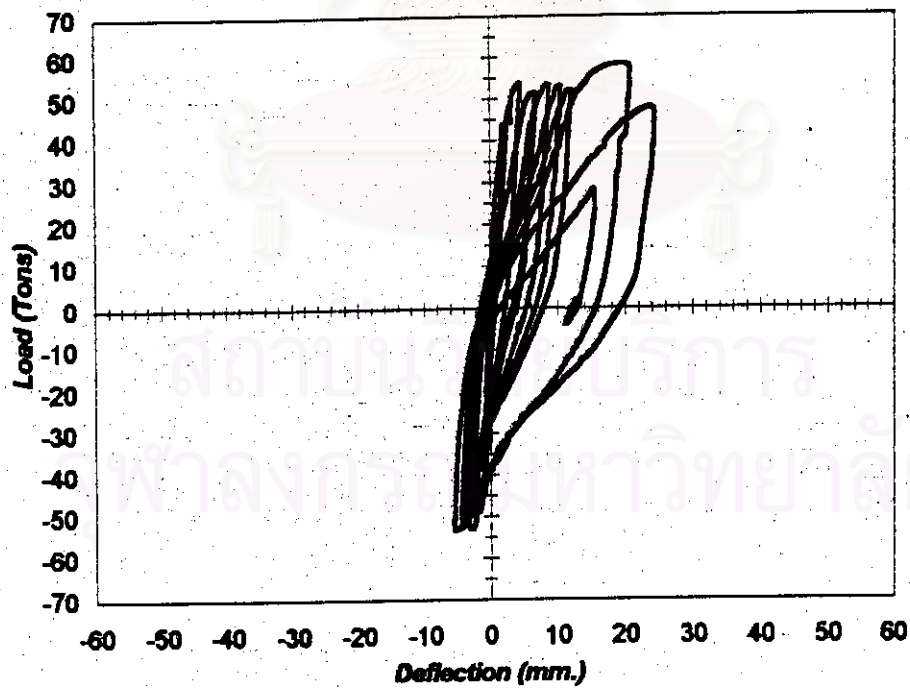


รูปที่ 4.5 เปรียบเทียบความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้าง
ของตัวอย่างทดสอบที่ 5

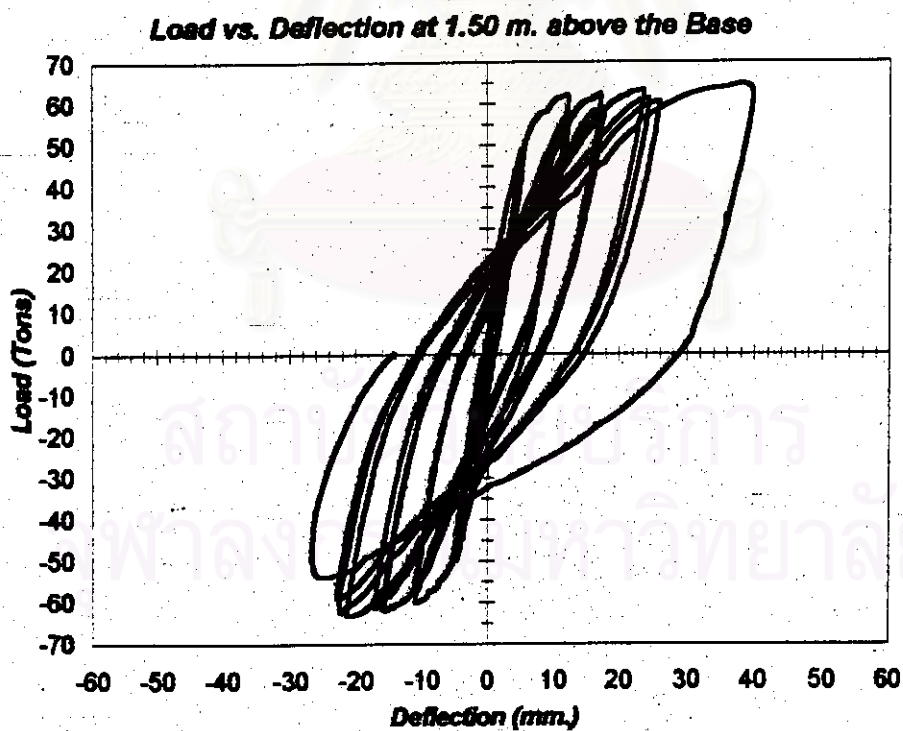
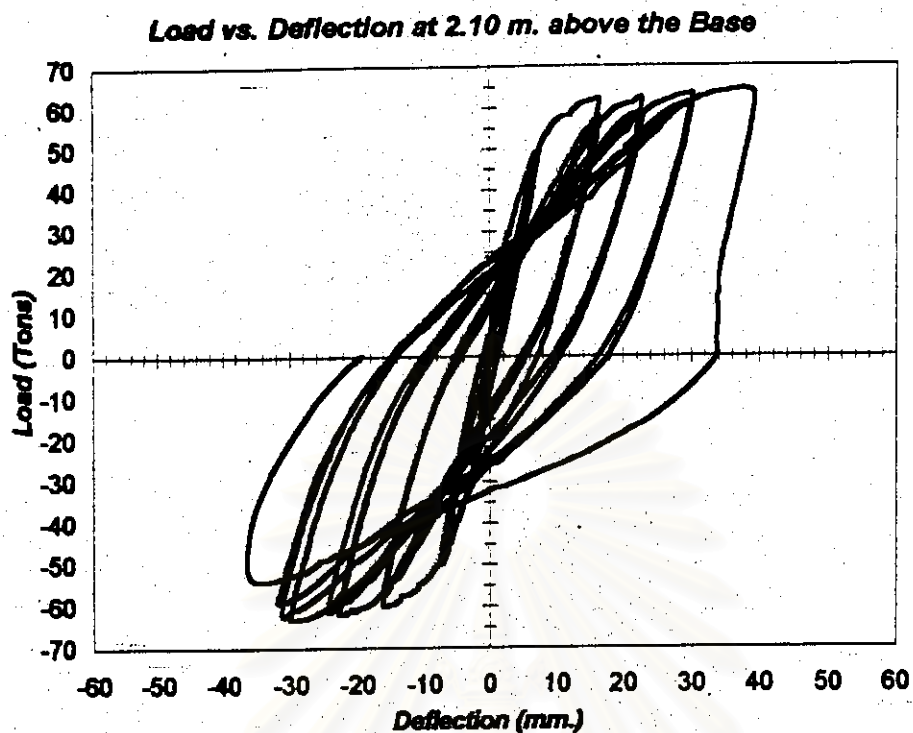
Load vs Deflection at 0.90 m. above the Base



Load vs. Deflection at 0.45 m. above the Base

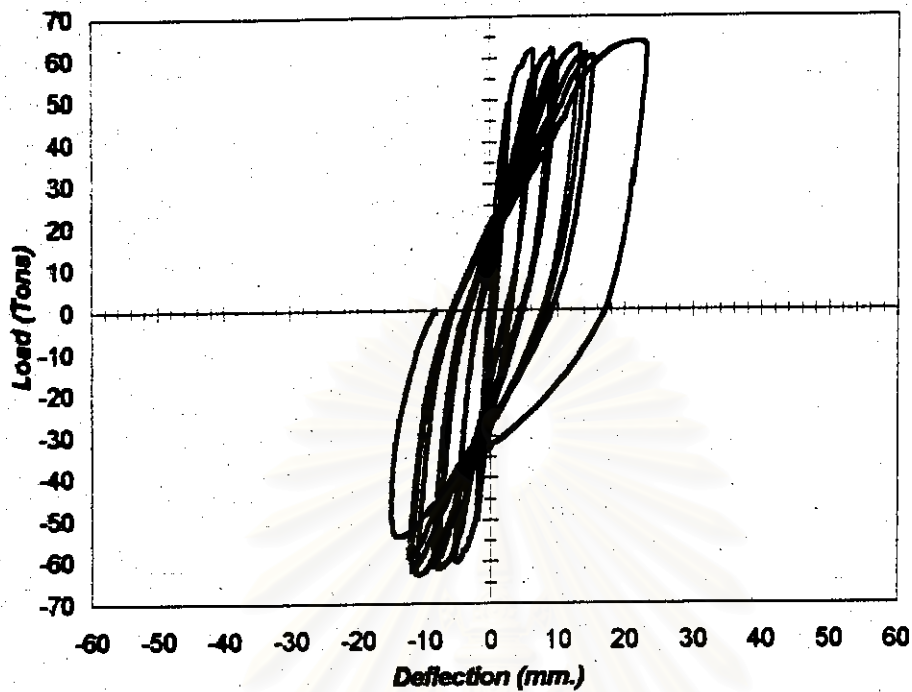


รูปที่ 4.5 (ต่อ) โหลดความสับพันระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้าง
ของตัวอย่างทดสอบที่ 5

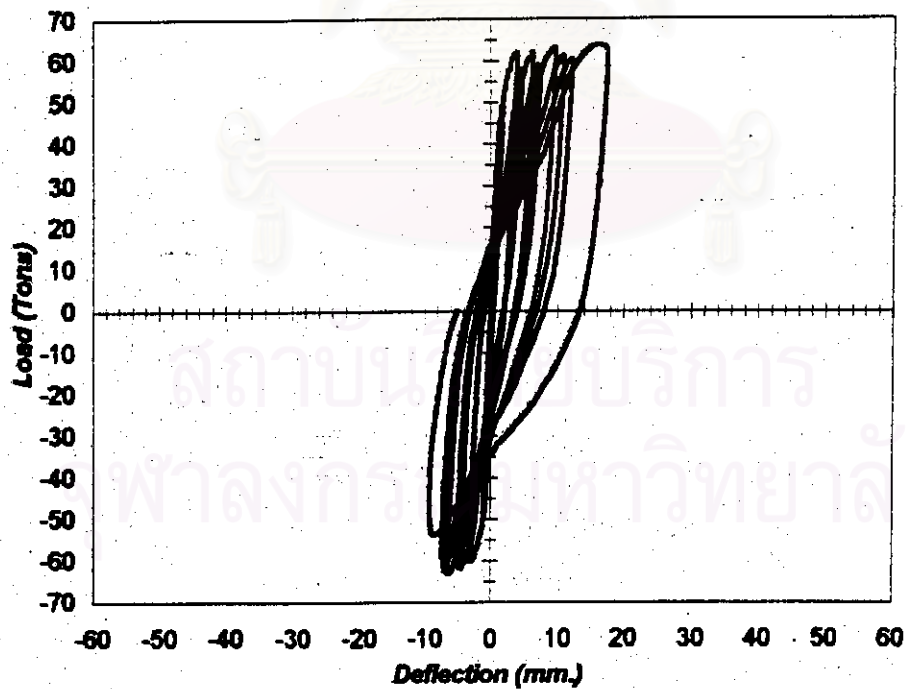


รูปที่ 4.6 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้าง
ของตัวอย่างทดสอบที่ 6

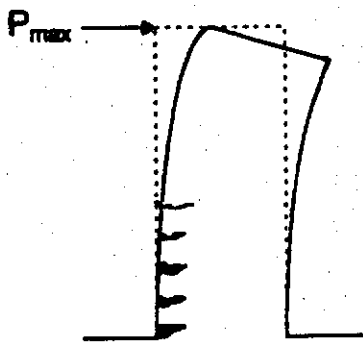
Load vs. Deflection at 0.90 m. above the Base



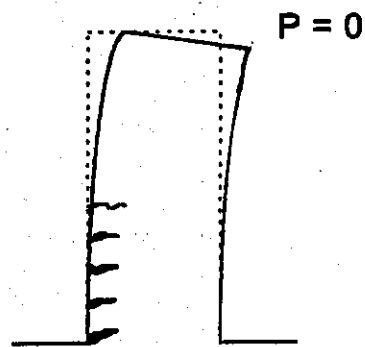
Load vs. Deflection at 0.45 m. above the Base



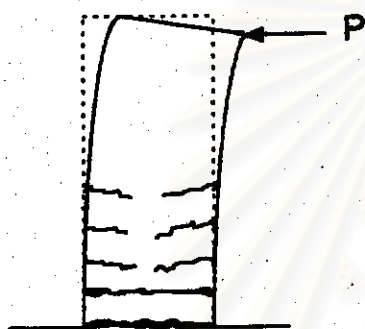
รูปที่ 4.6 (ต่อ) โกงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้าง
ของตัวอย่างทดสอบที่ 6



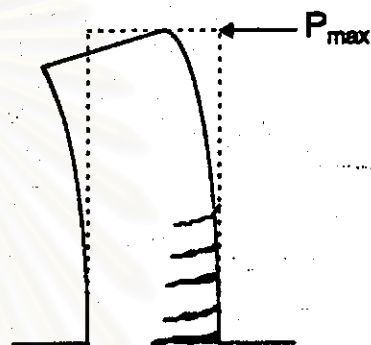
ก) ขณะให้แรงกระทำจนเลยจุดอีลาสติก



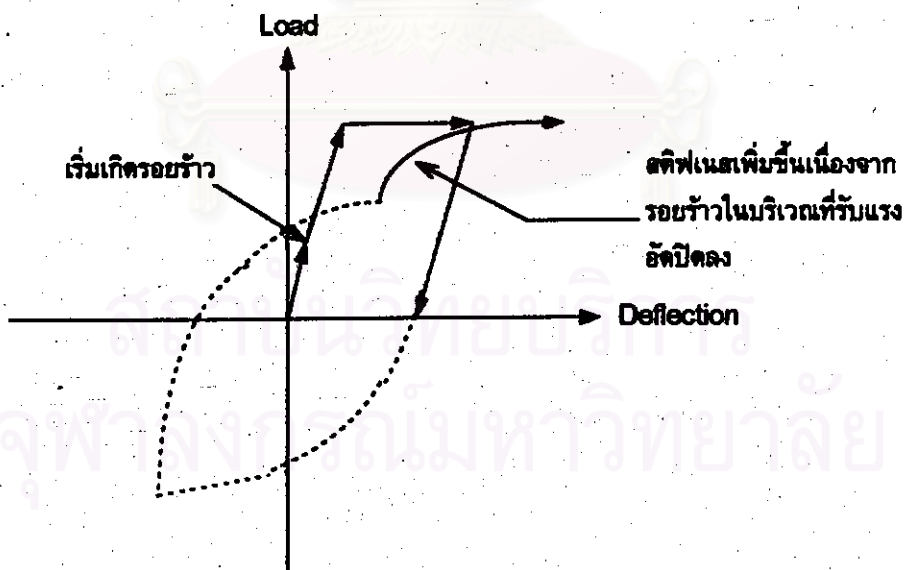
ข) หลังจากลดแรงกระทำจนเป็นศูนย์



ค) ขณะให้แรงกระทำในทิศตรงข้าม

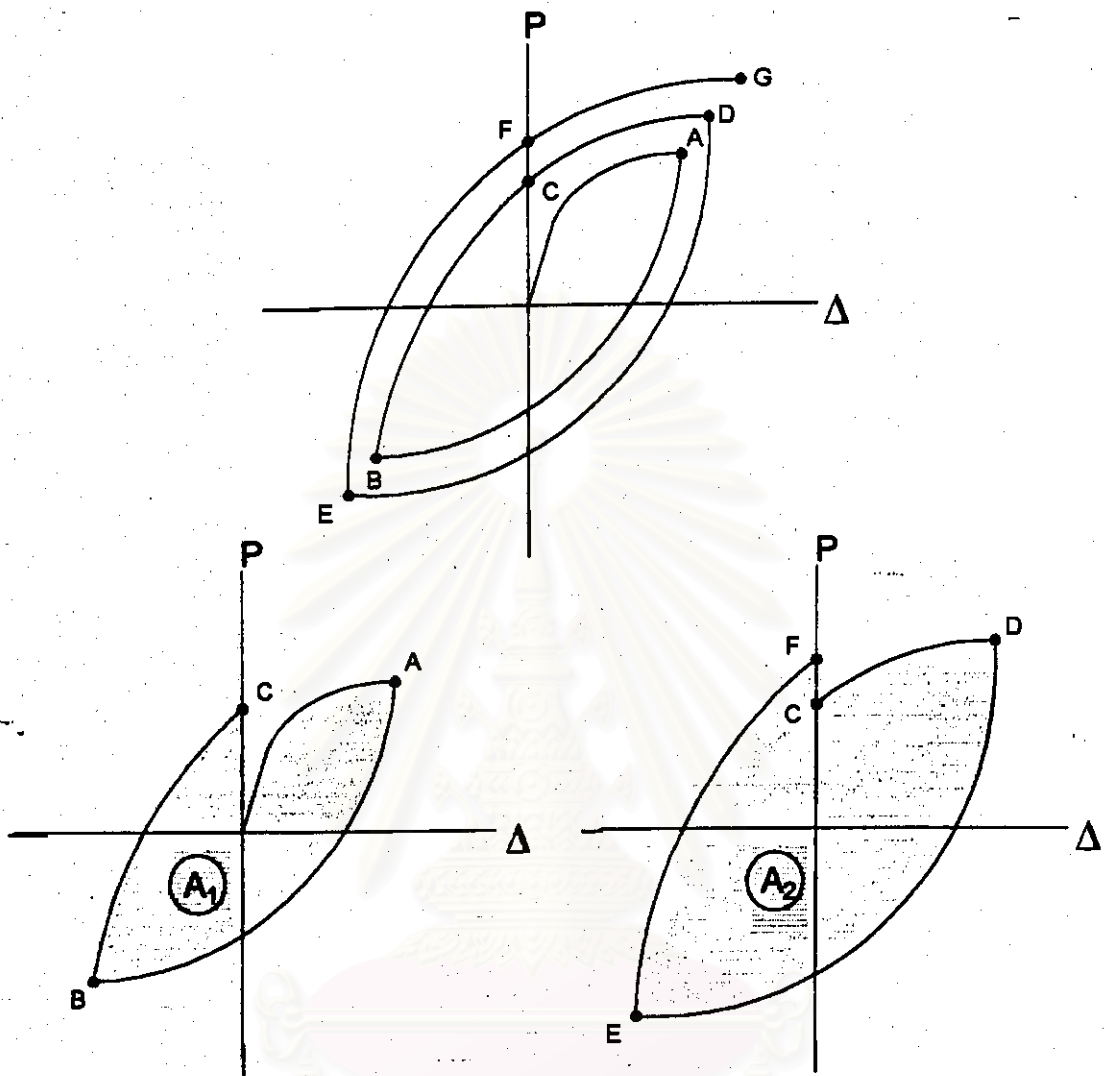


ง) ขณะให้แรงกระทำในทิศตรงข้ามสูงสุด



จ) ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเคลื่อนที่ด้านข้าง

รูปที่ 4.7 พฤติกรรมของกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำด้านข้างแบบเป็นวัฏจักร



ก. รอบที่ 1

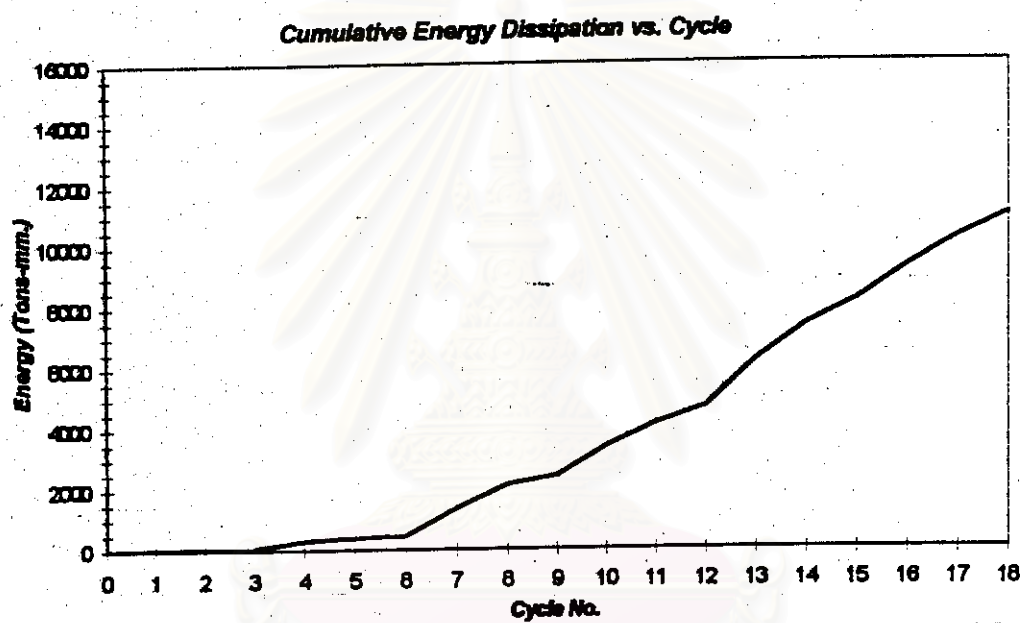
ข. รอบที่ 2

เมื่อ P คือ แรงต้านข้างที่กระทำ

Δ คือ การเคลื่อนที่ด้านข้างที่ส่วนบนสุดของกำแพง (ในงานวิจัยนี้คือการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ระดับ 2.10 ม. เหนือฐานกำแพง)

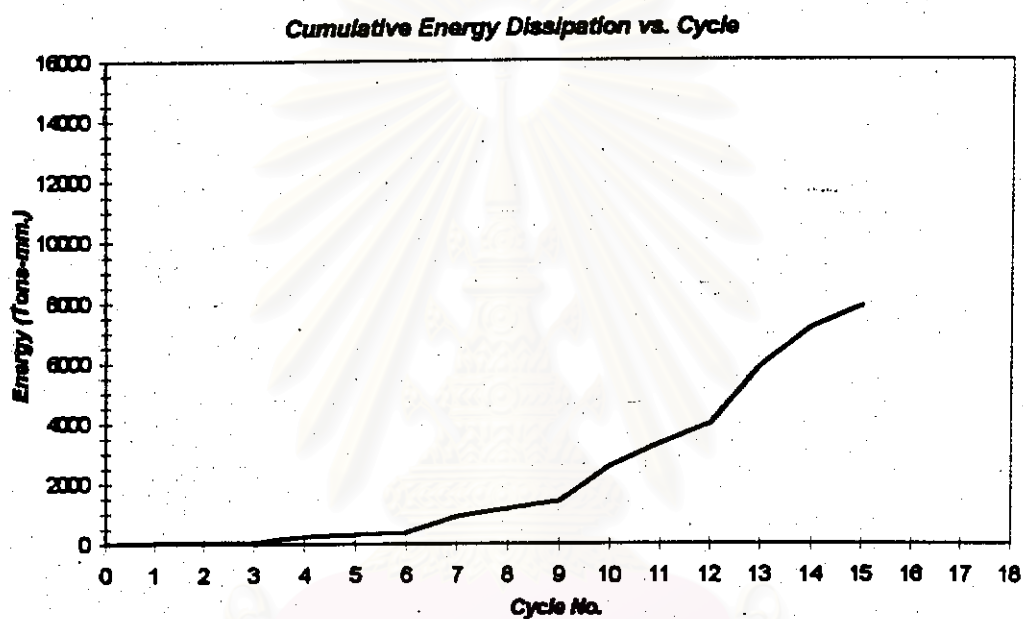
A_i คือ ความสามารถในการกระจายพลังงานในแต่ละรอบของแรงกระทำ

รูปที่ 4.8 วิธีการคำนวณหาการกระจายพลังงาน



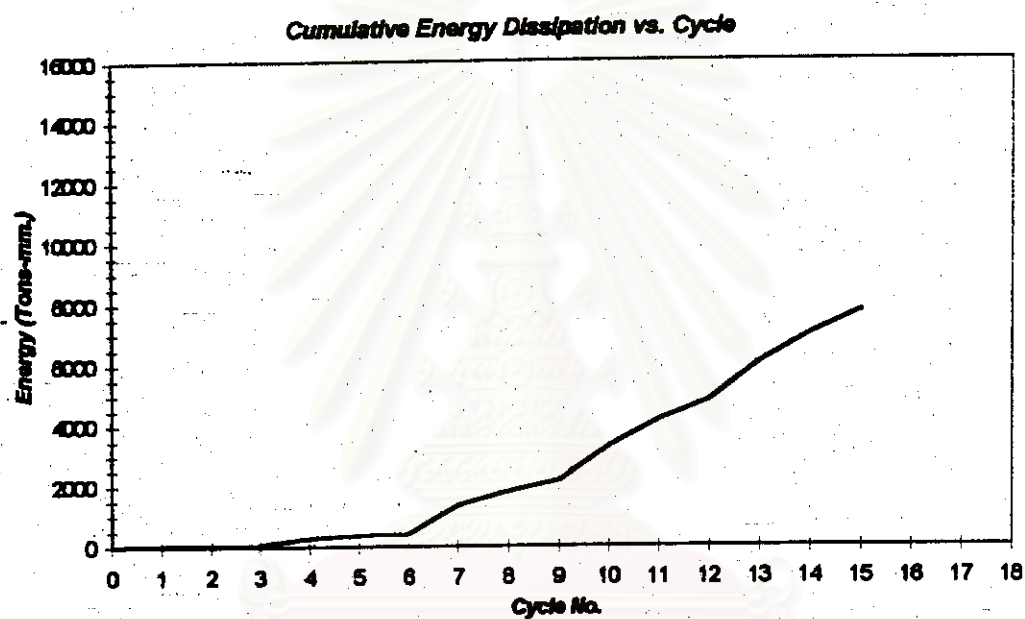
รูปที่ 4.9 ความสามารถในการกระจายพลังงานของตัวอย่างทดสอบที่ 1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



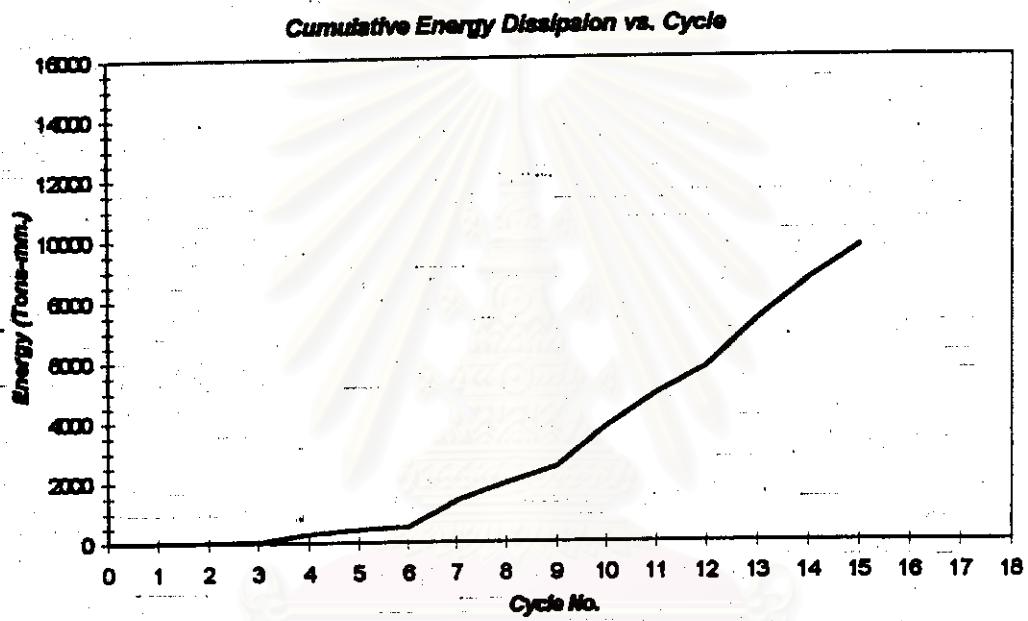
รูปที่ 4.10 ความสามารถในการกระจายพลังงานของตัวอย่างทดสอบที่ 2

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



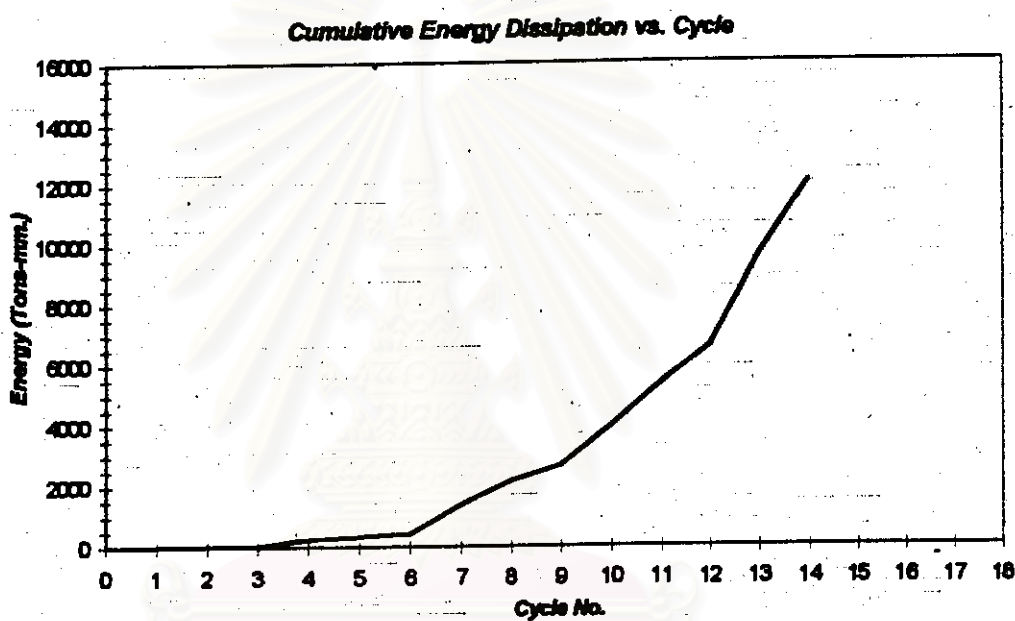
รูปที่ 4.11 ความสามารถในการกระจายพลังงานของตัวอย่างทดสอบที่ 3

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



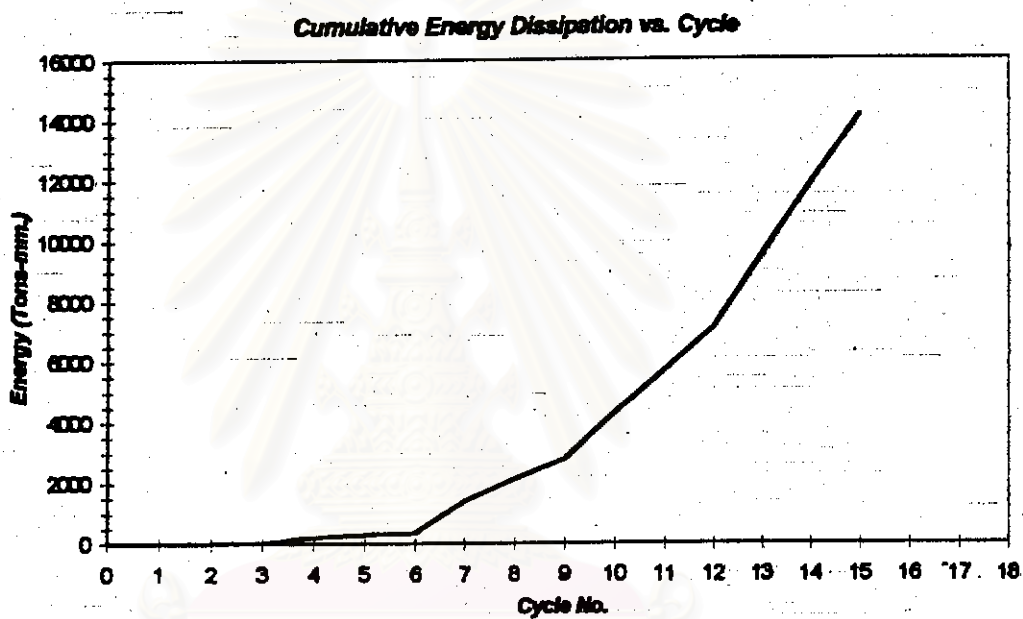
รูปที่ 4.12 ความสามารถในการกระจายพลังงานของตัวอย่างทดสอบที่ 4

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



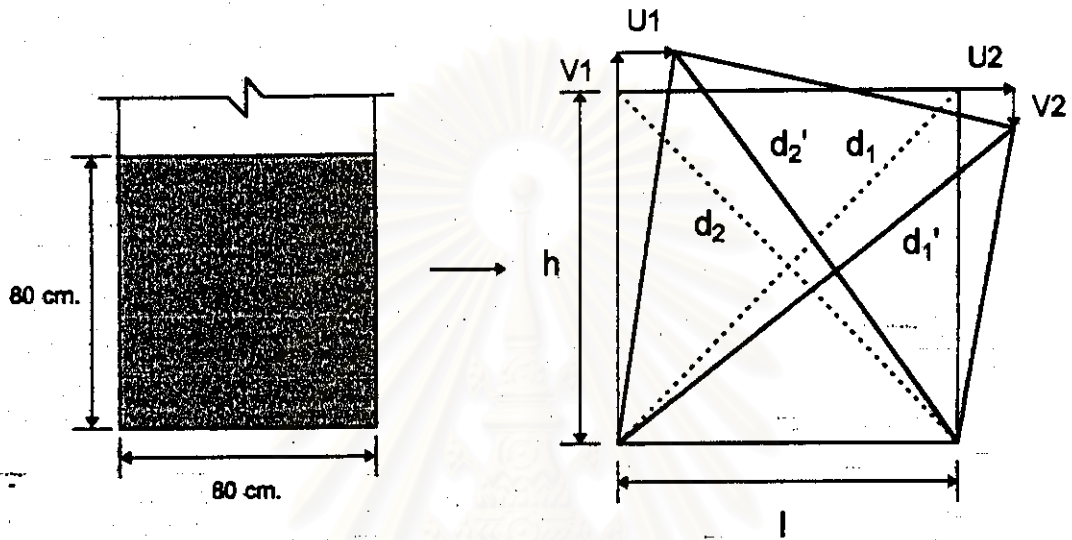
รูปที่ 4.13 ความสามารถในการกระจายพลังงานของตัวอย่างทดสอบที่ 5

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.14 ความสามารถในการกระจายพลังงานของตัวอย่างทดสอบที่ 6

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

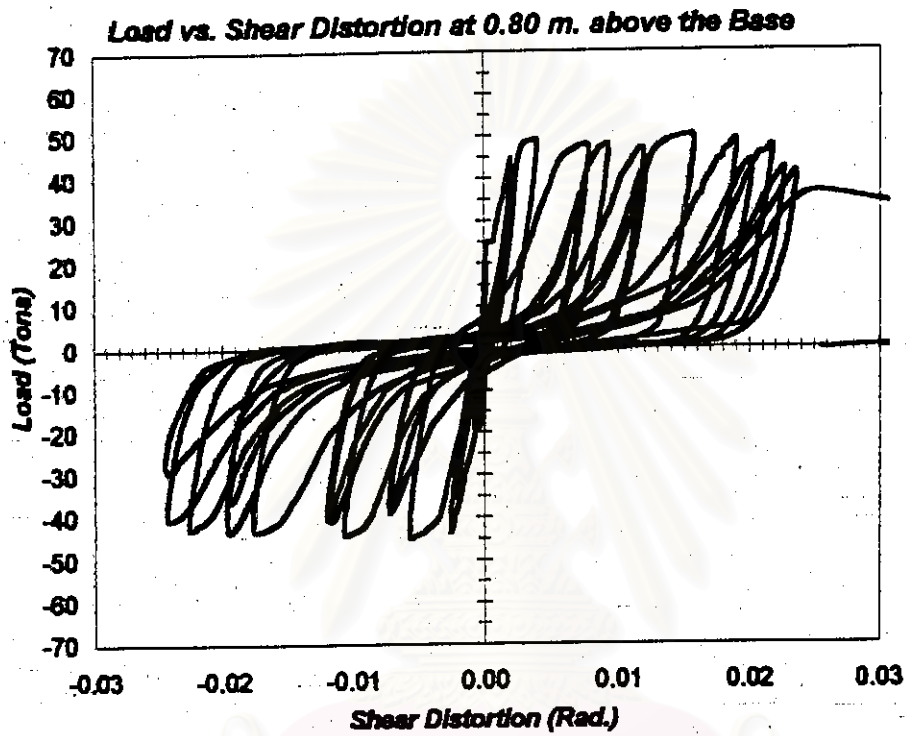


$$d_1' = \sqrt{(h + V_2)^2 + (l + U_2)^2}$$

$$d_2' = \sqrt{(h + V_1)^2 + (l - U_1)^2}$$

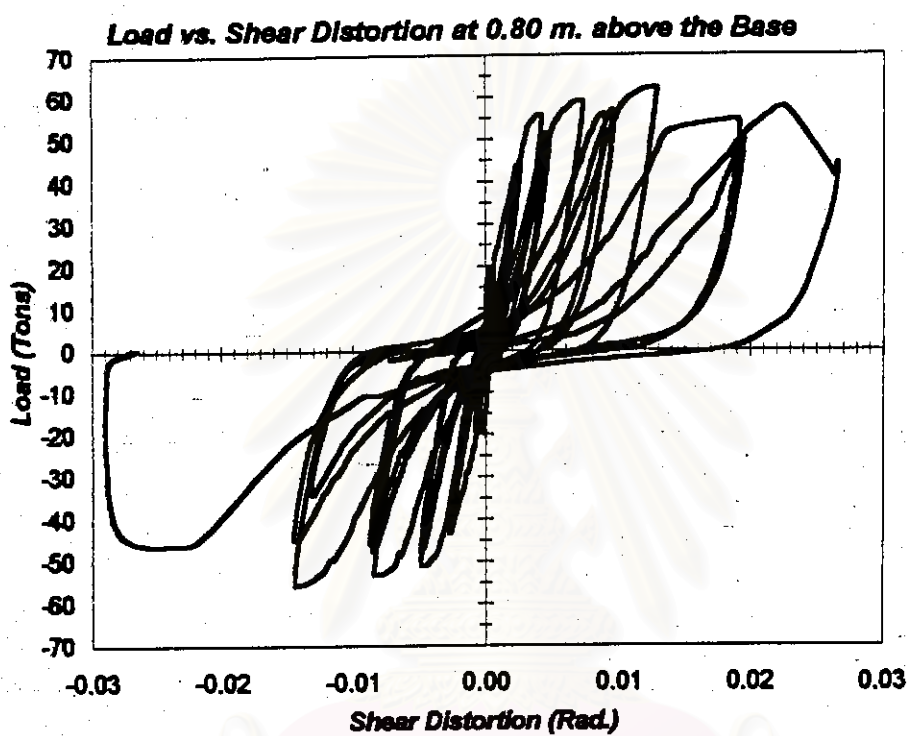
$$\gamma_{avg} = \frac{(d_1' - d_1)d_1 - (d_2' - d_2)d_2}{2hl}$$

รูปที่ 4.15 การคำนวณหาการบิดรูปด้วยแรงเฉือนหรือ Shear Distortion



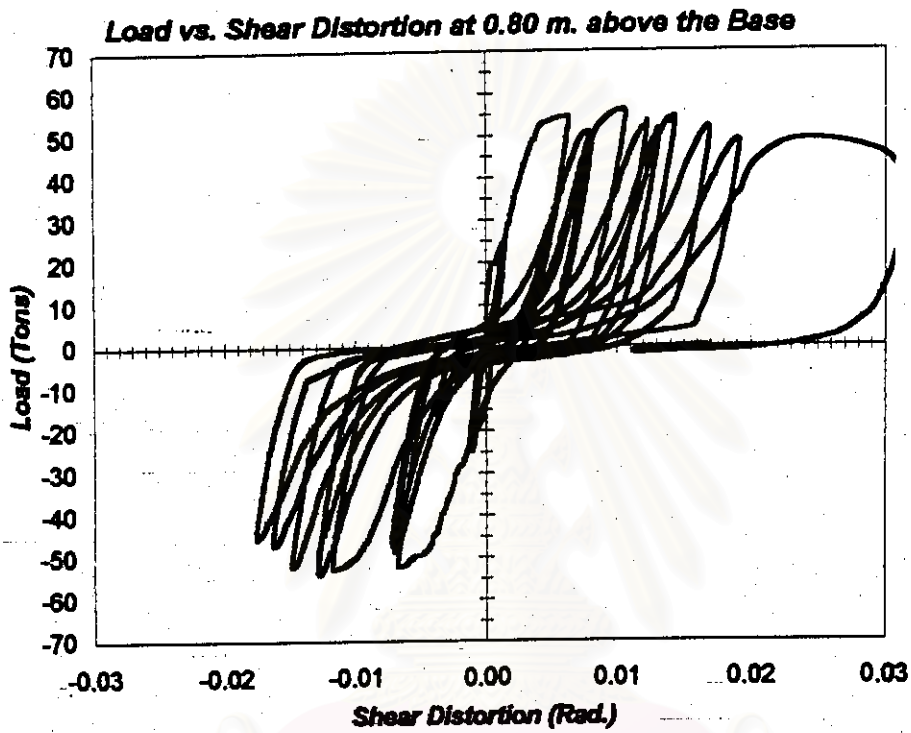
รูปที่ 4.16 ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเสียรูปด้วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 1

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



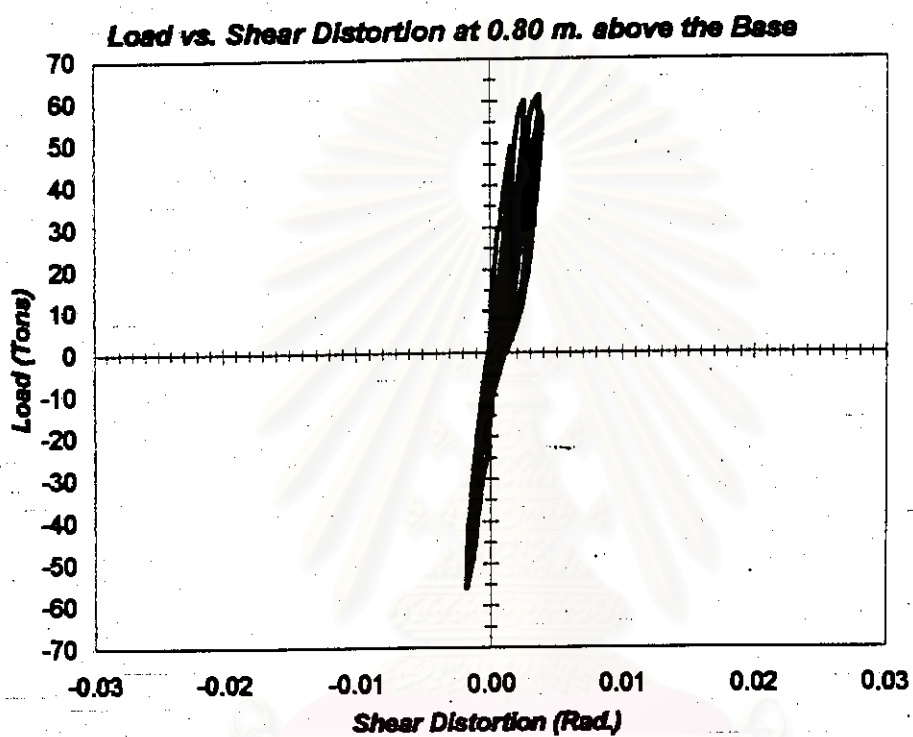
รูปที่ 4.17 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเสียรูปด้วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 2

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



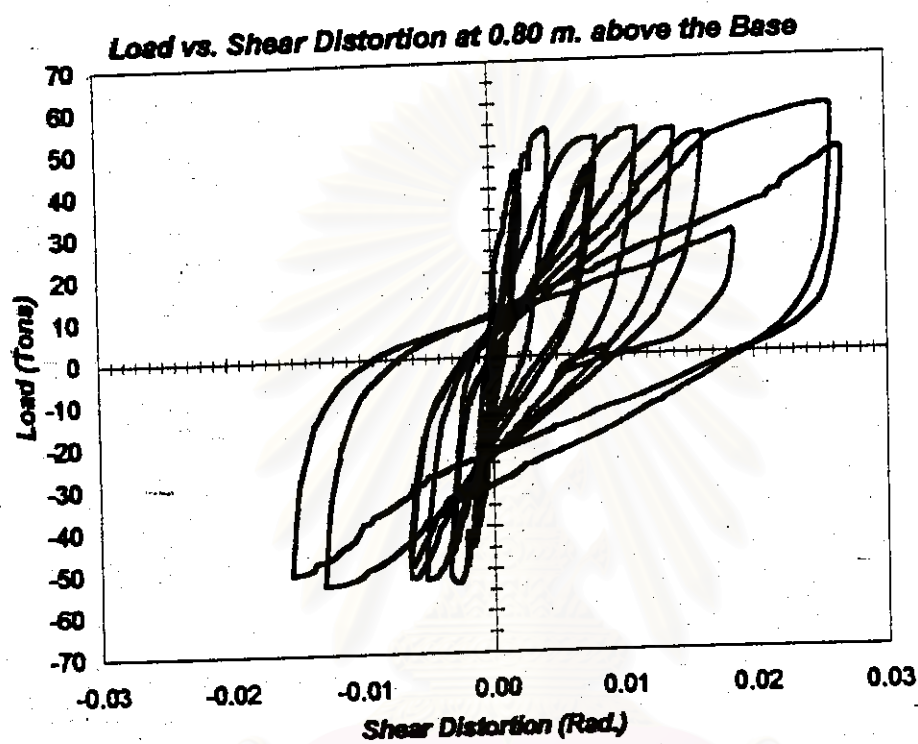
รูปที่ 4.18 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กระทำและการเสียรูปด้วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 3

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



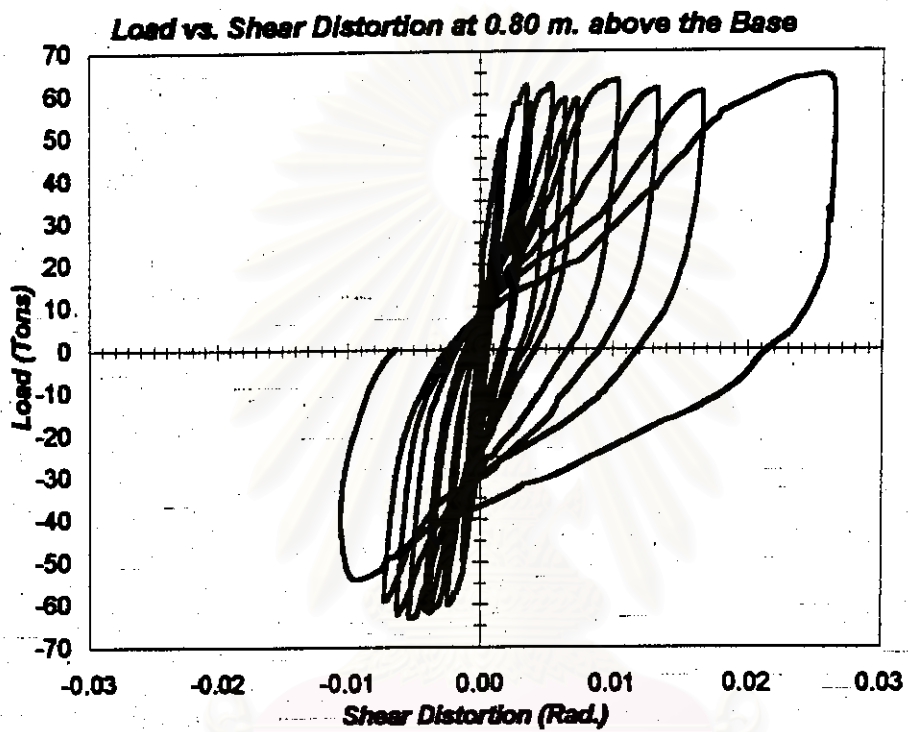
รูปที่ 4.19 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเสียรูปด้วยแรงเฉือนของ ตัวอย่างทดสอบที่ 4

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 4.20 ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเสียรูปด้วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 5

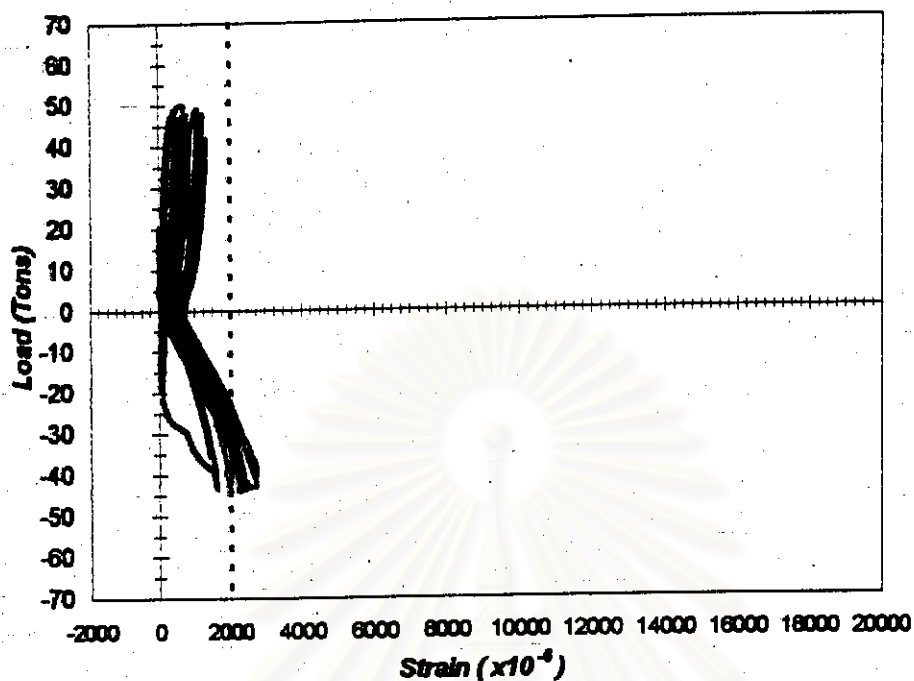
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



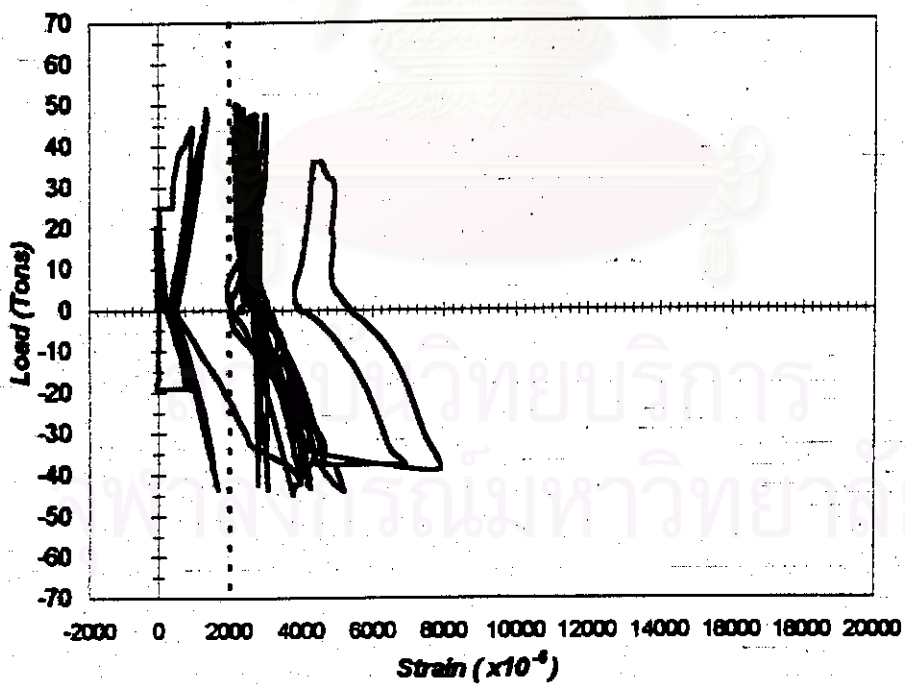
รูปที่ 4.21 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและการเสียรูปด้วยแรงเฉือนของ
ตัวอย่างทดสอบที่ 6

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (#1)

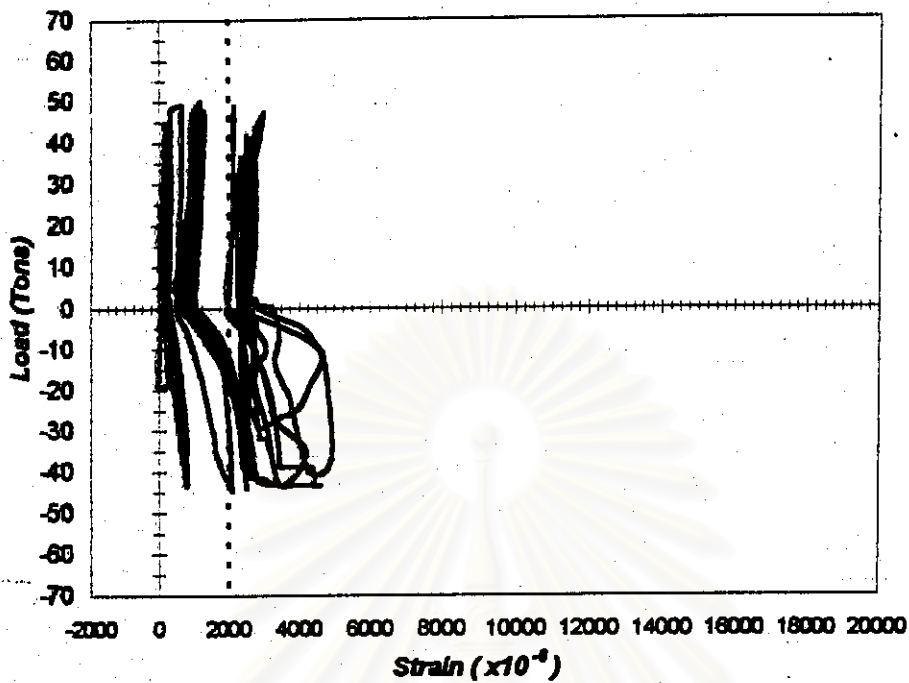


Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (#2)

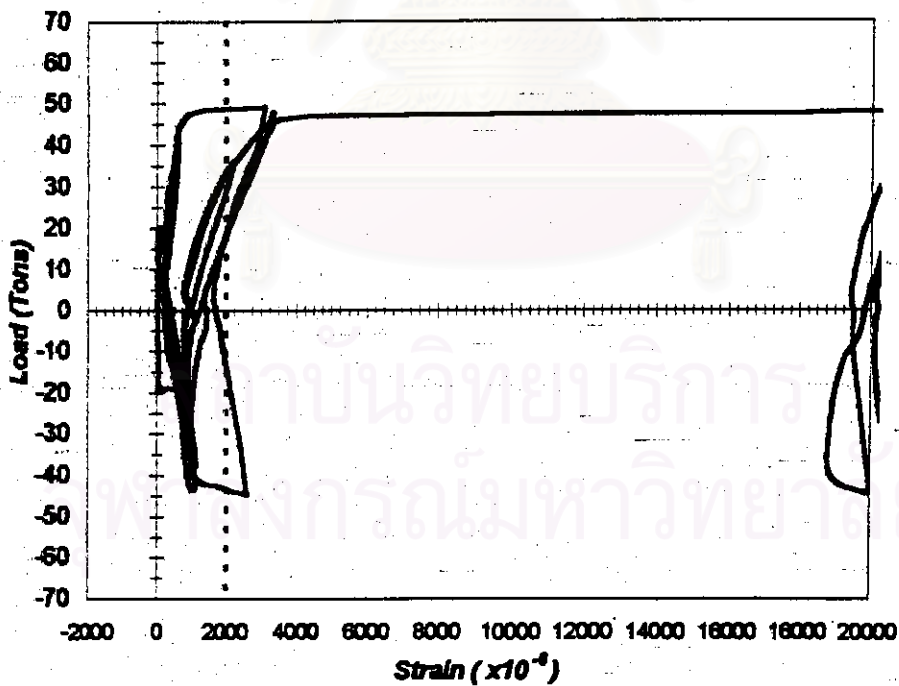


รูปที่ 4.22 ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 1

Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (B3)

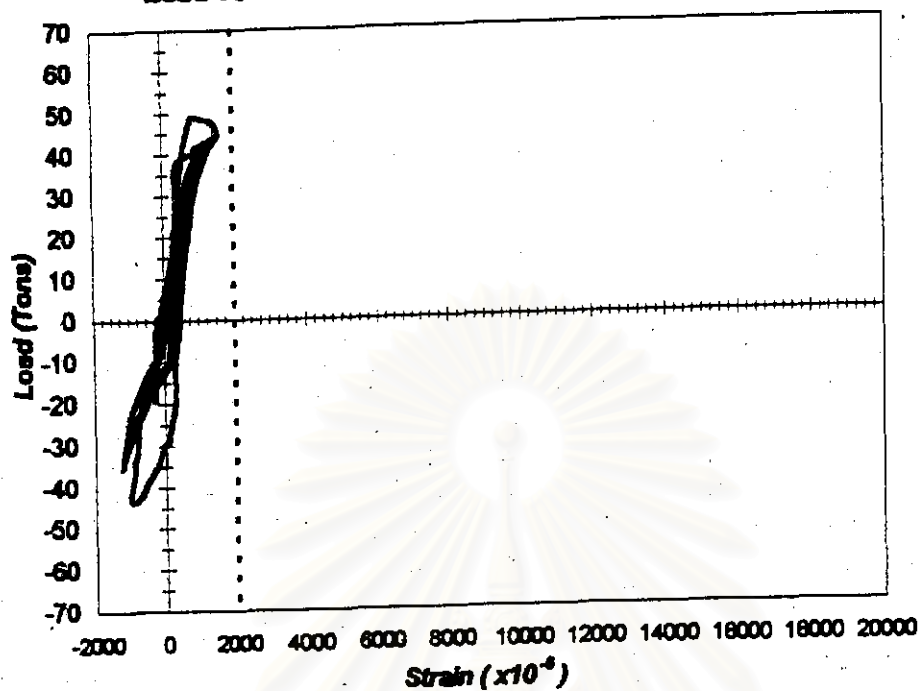


Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (B5)

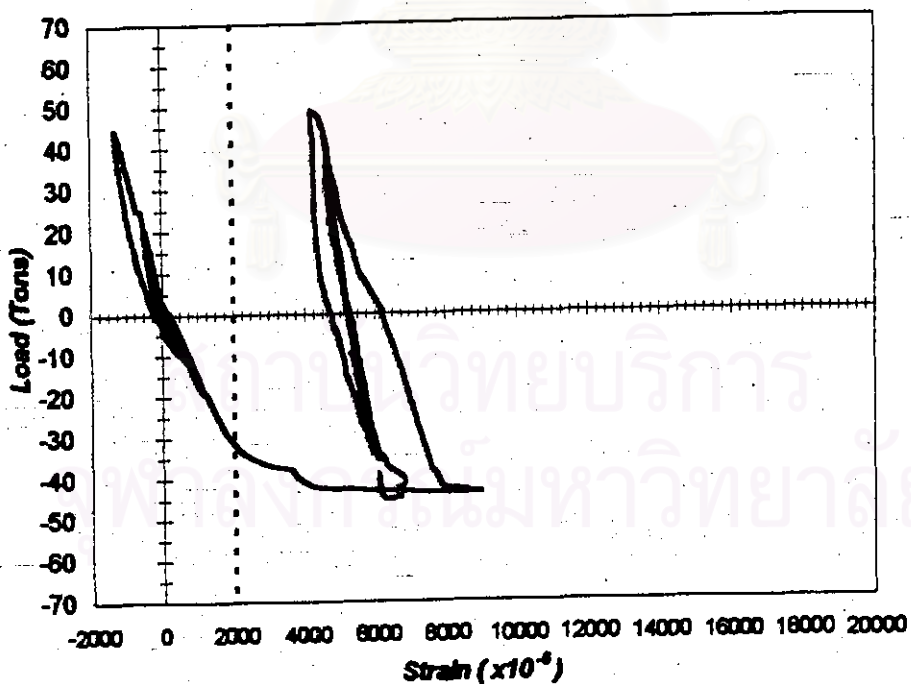


รูปที่ 4.22 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันท่างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 1

Load vs. Strain of Reinforcing Bar in BE. (#7)

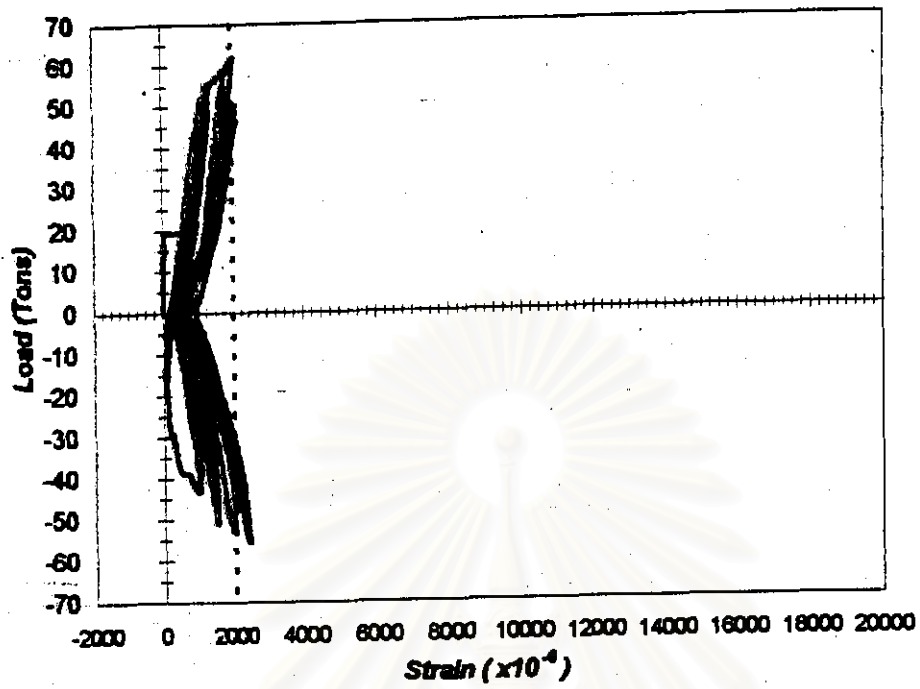


Load vs. Strain of Reinforcing Bar in BE. (#8)

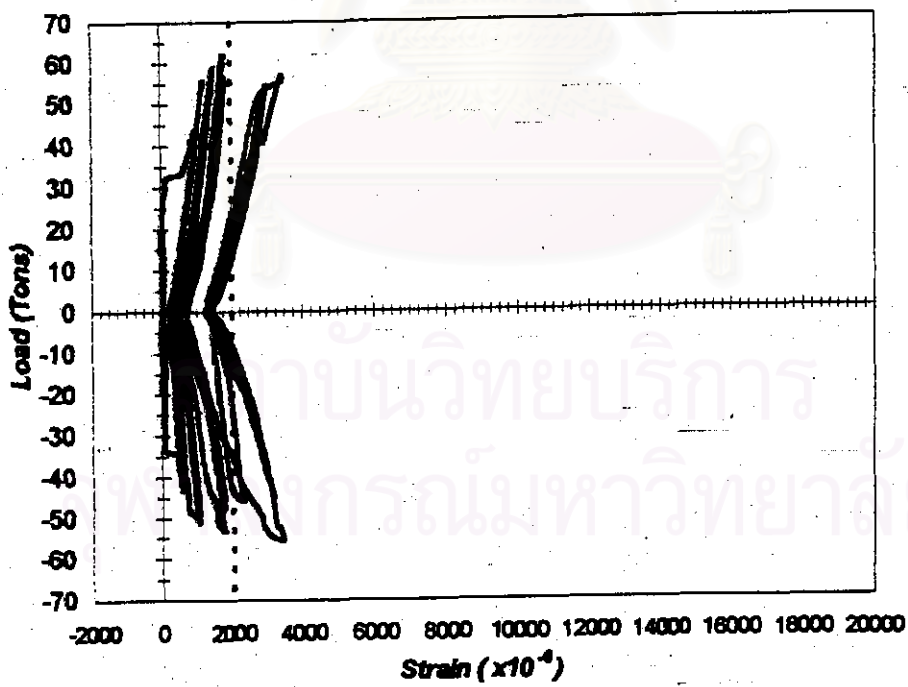


รูปที่ 4.22 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันท่างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 1

Load vs. Strain of Reinforcing Bar In Web (#1)

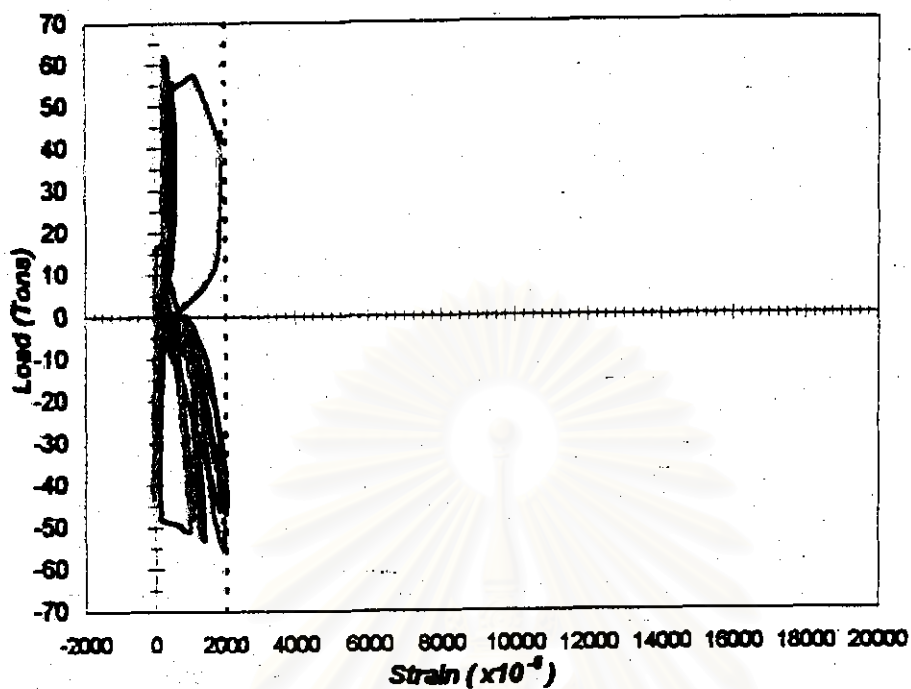


Load vs. Strain of Reinforcing Bar In Web (#2)

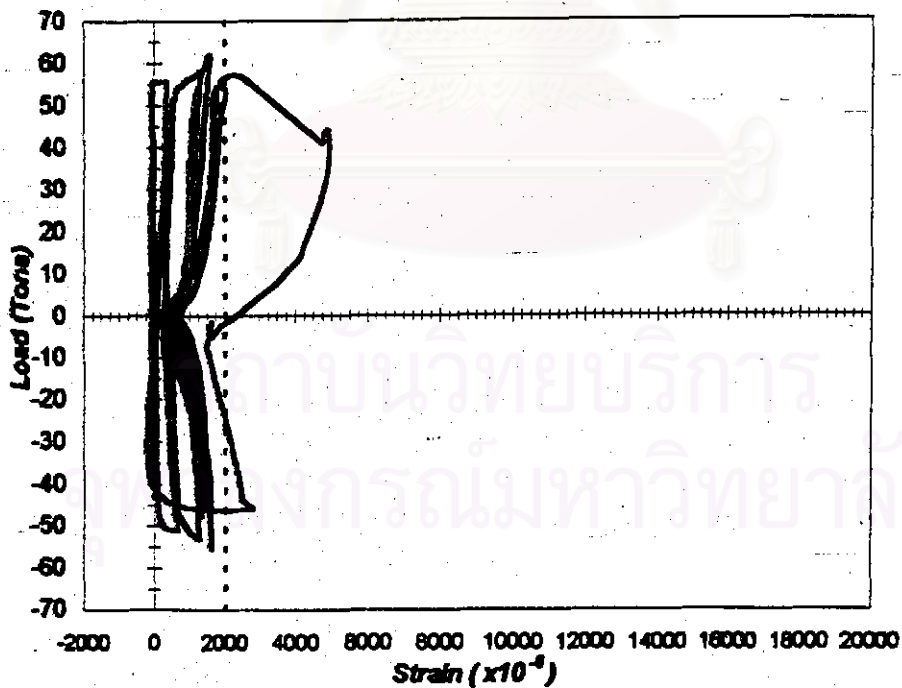


รูปที่ 4.23 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 2

Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (#3)

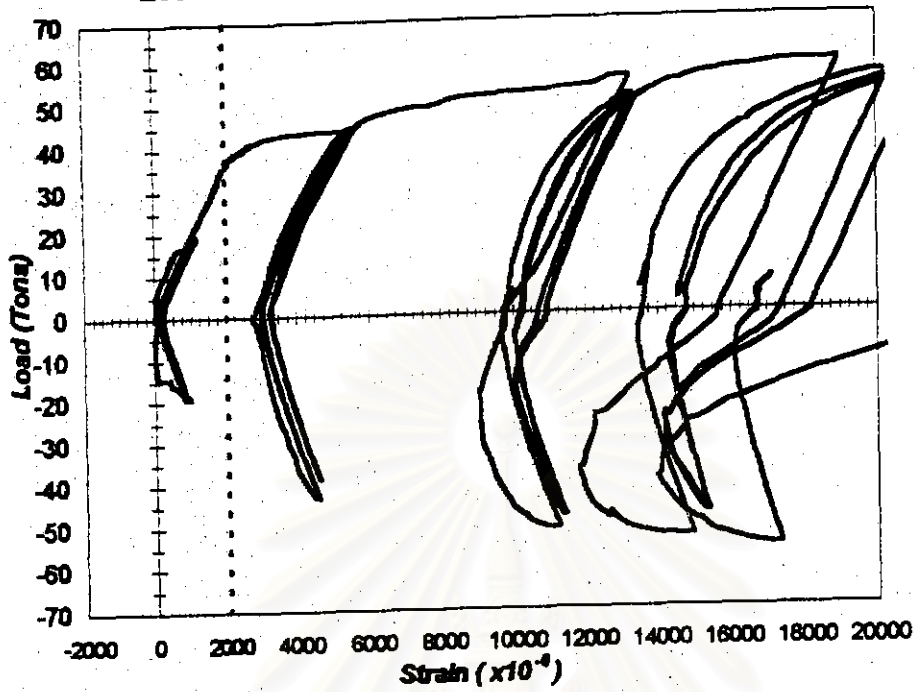


Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (#4)

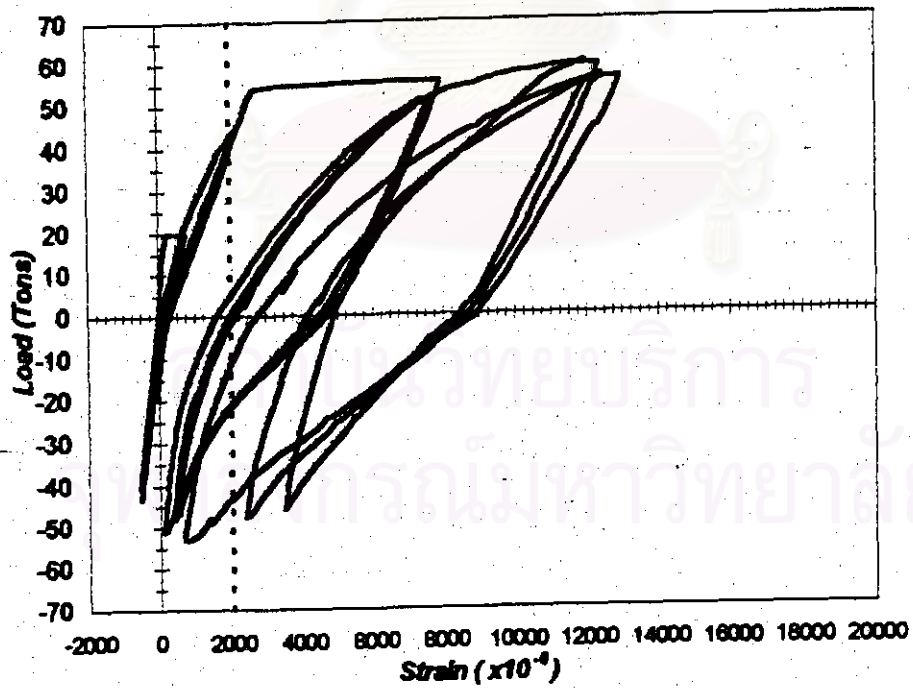


รูปที่ 4.23 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันท่างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 2

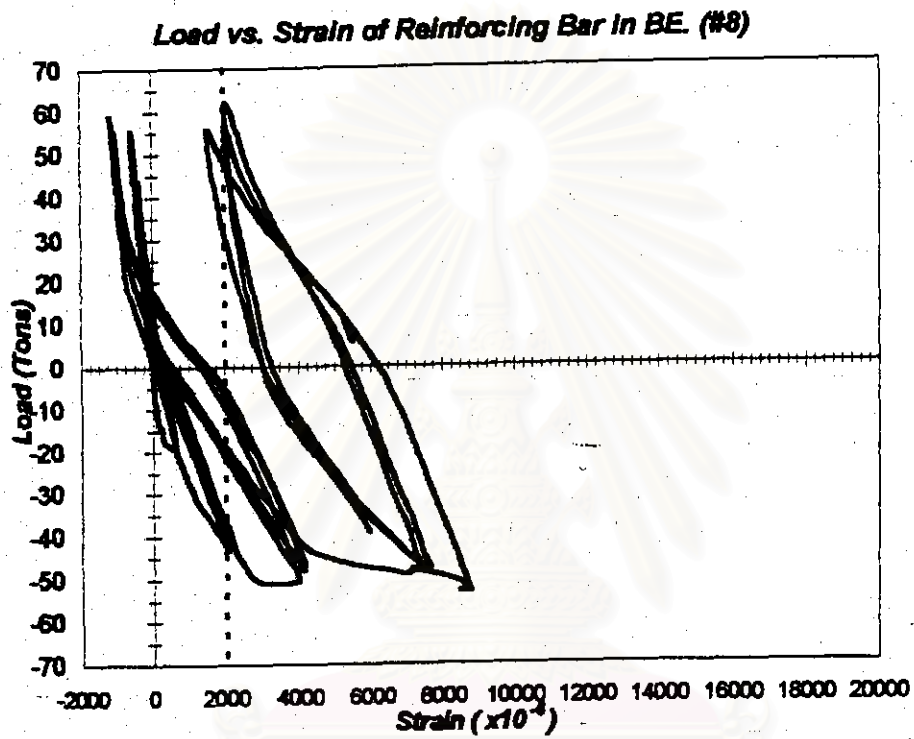
Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (#5)



Load vs. Strain of Reinforcing Bar in BE. (#7)



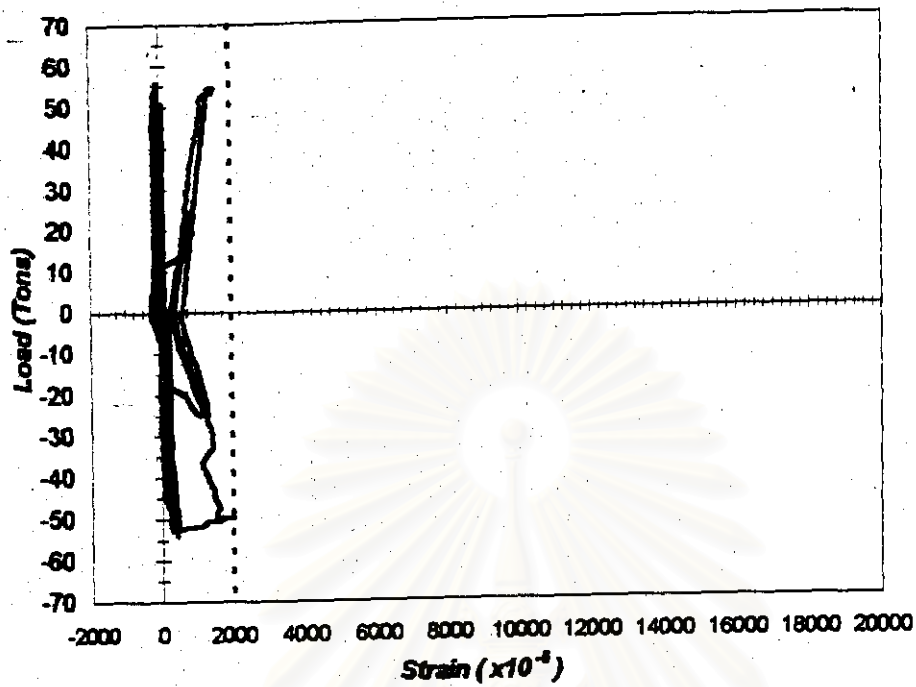
รูปที่ 4.23 (ต่อ) โด่งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบที่ 2



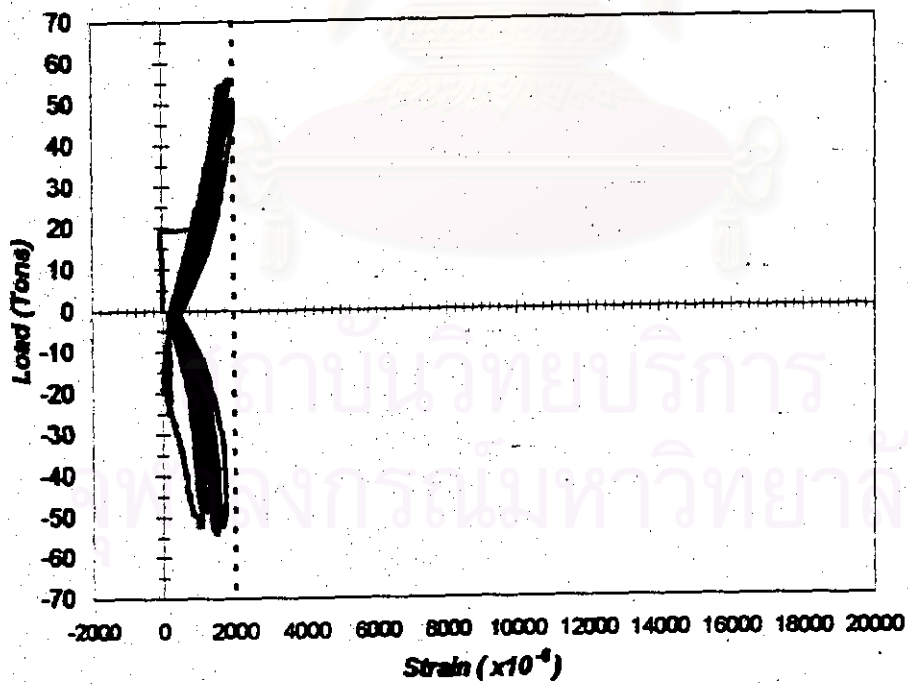
รูปที่ 4.23 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 2

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

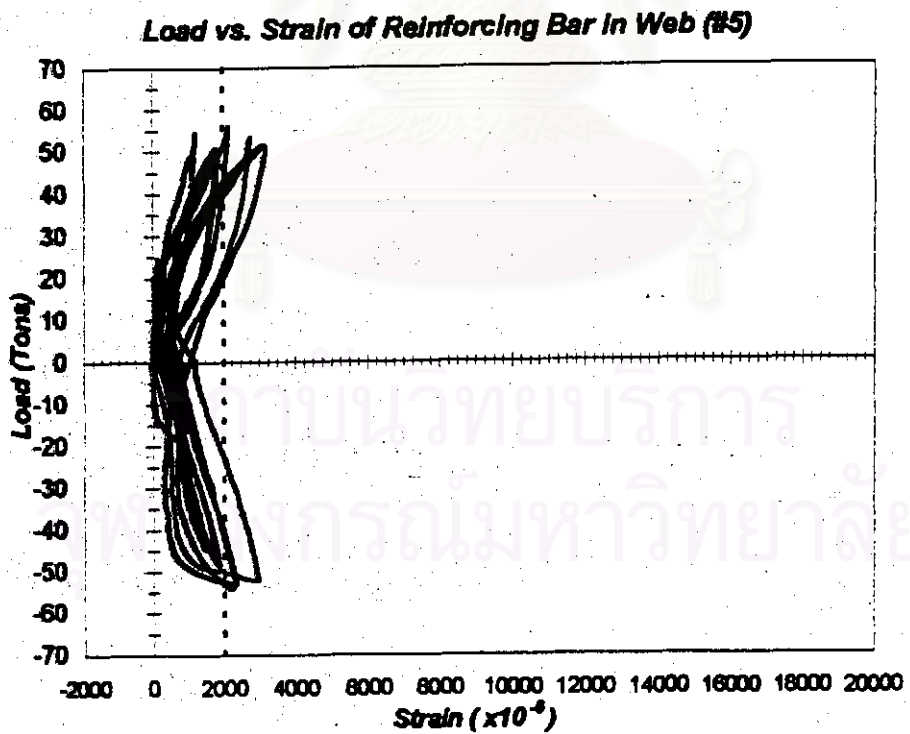
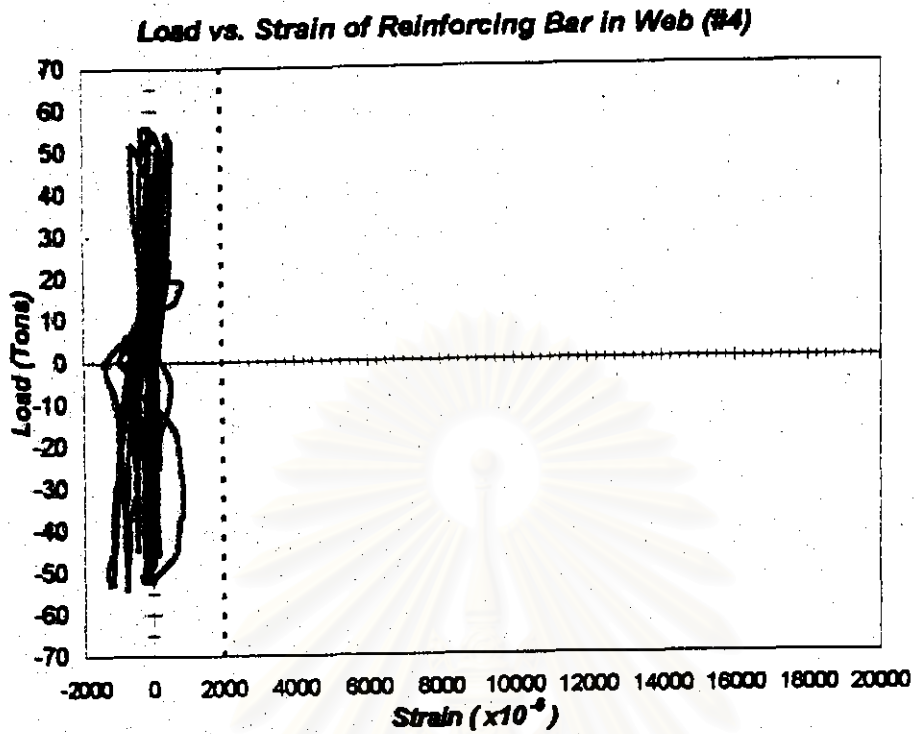
Load vs. Strain of Reinforcing Bar In Web (#1)



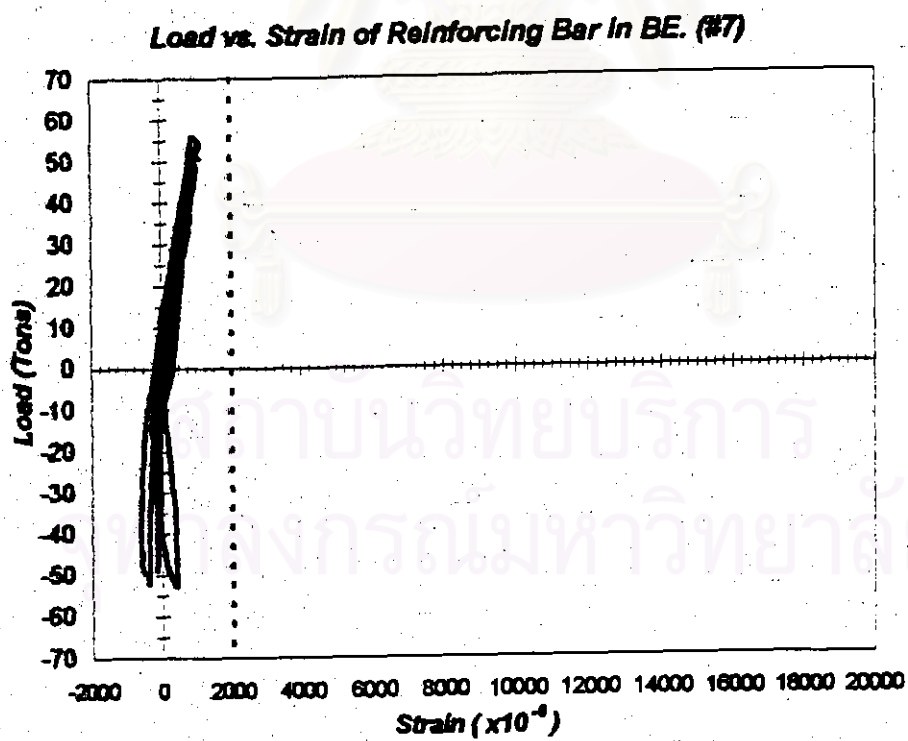
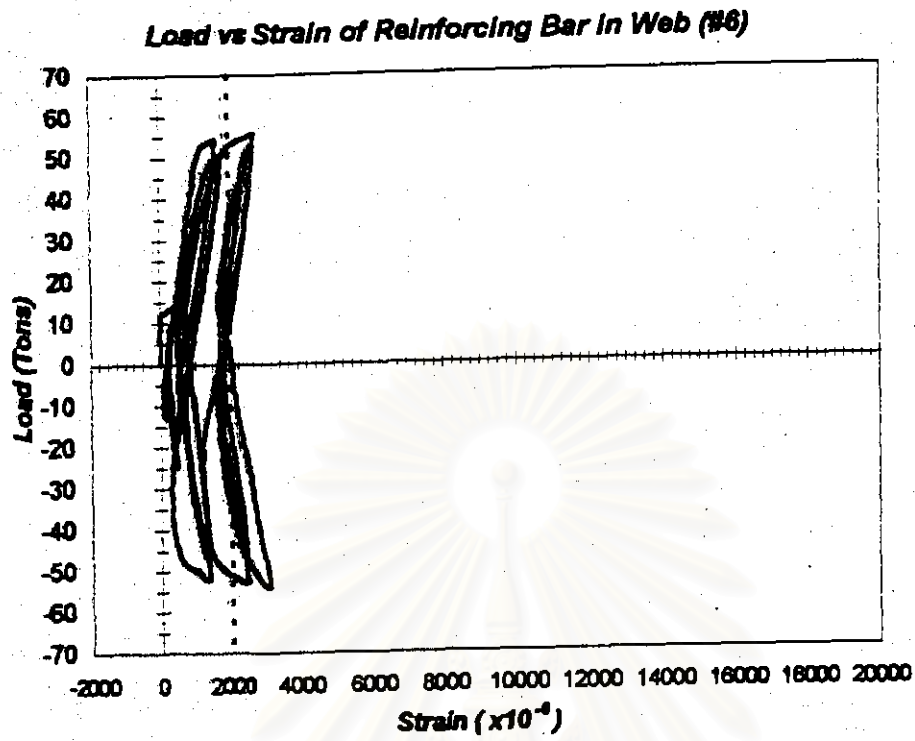
Load vs. Strain of Reinforcing Bar In Web (#2)



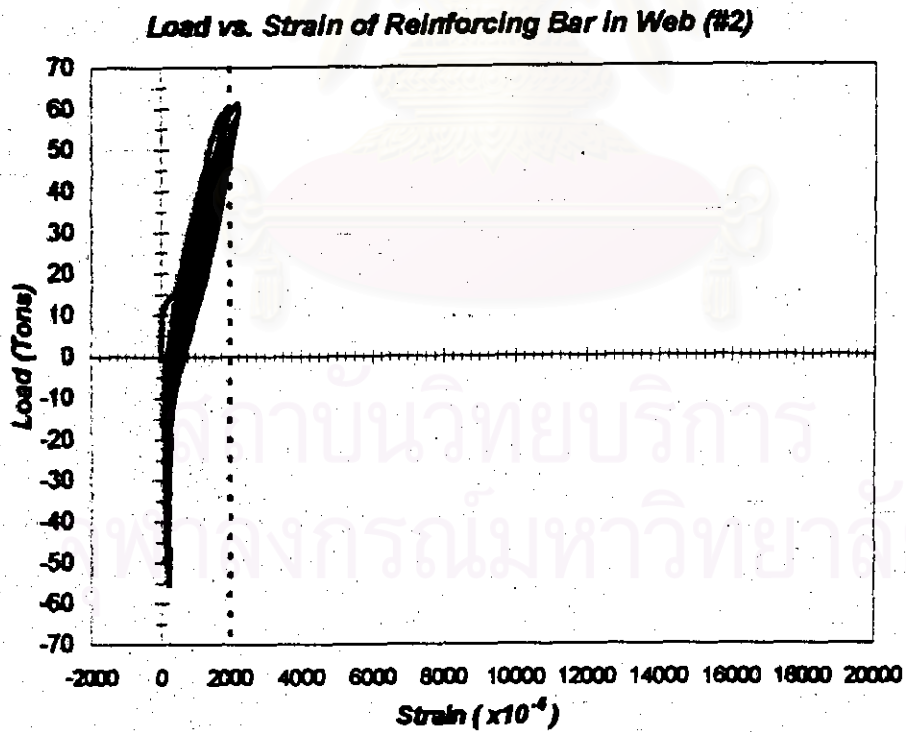
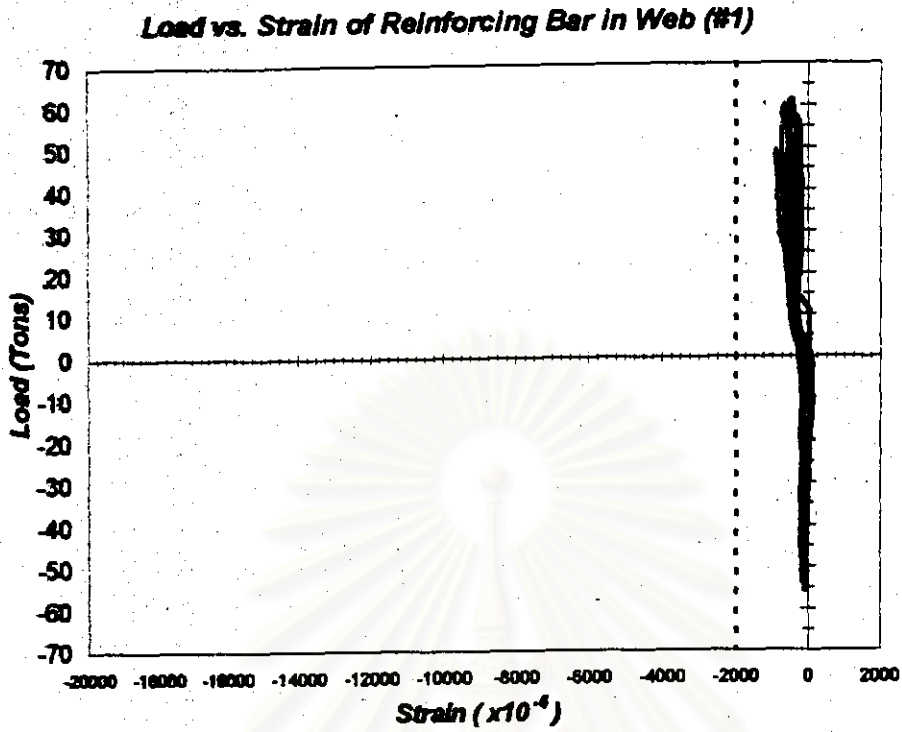
รูปที่ 4.24 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 3



รูปที่ 4.24 (ต่อ) ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันท่างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบที่ 3

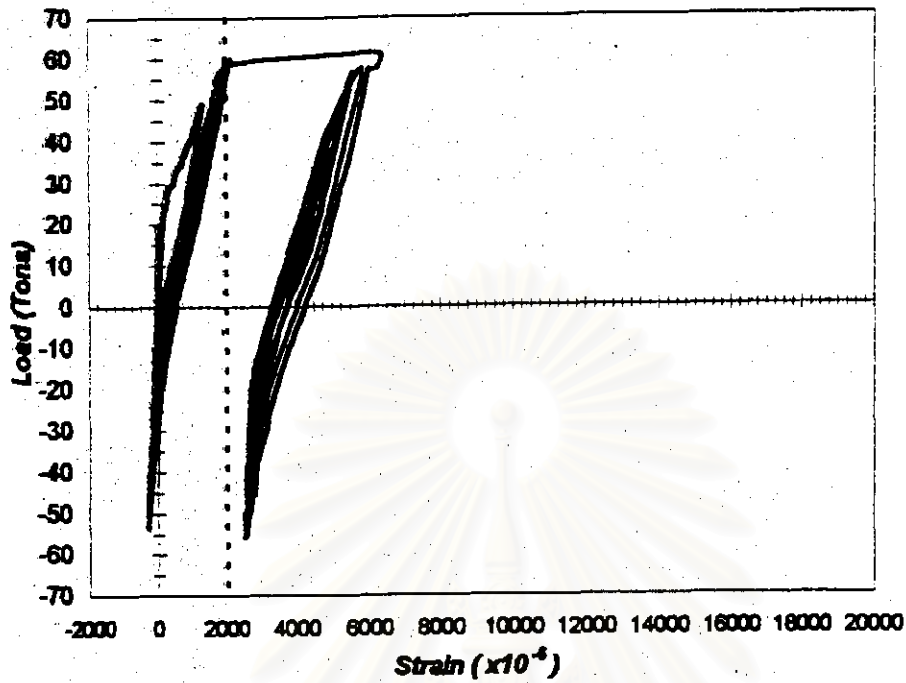


รูปที่ 4.24 (ต่อ) ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 3

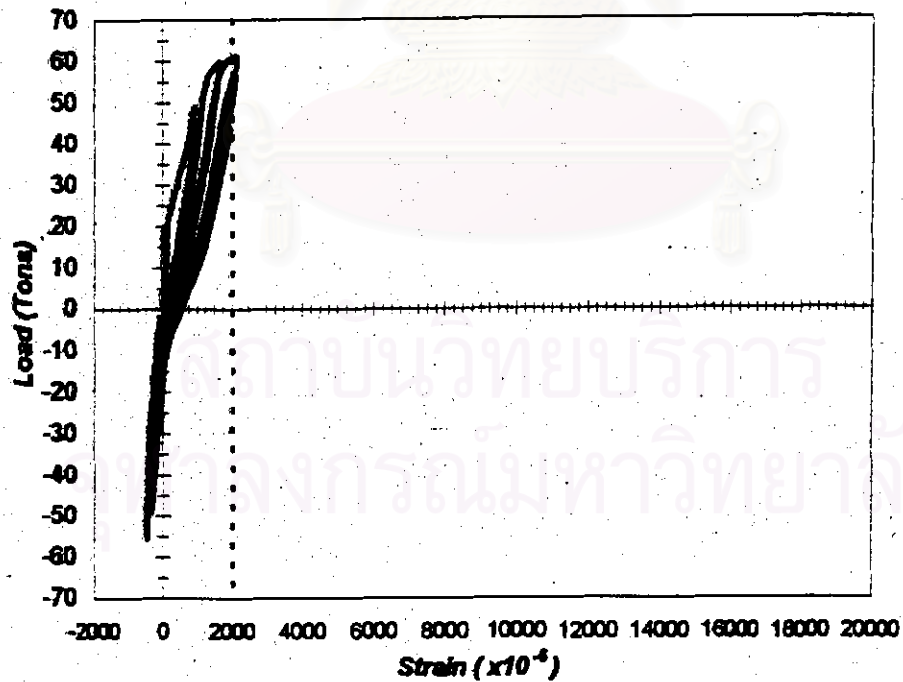


รูปที่ 4.25 ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบที่ 4

Load vs. Strain of Reinforcing bar in Web (#3)

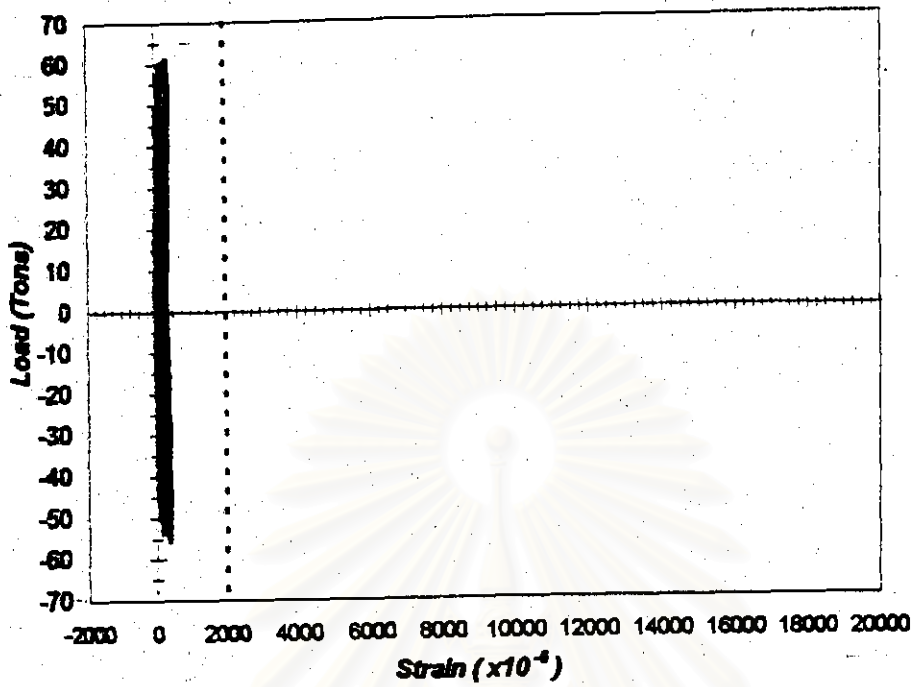


Load vs. Strain of Reinforcing Bar In Web (#4)

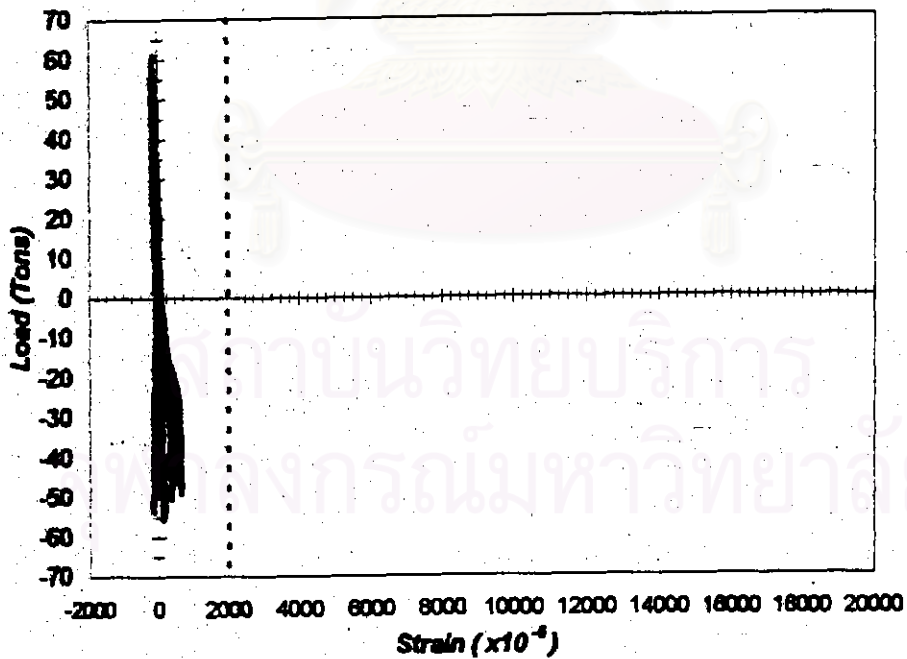


รูปที่ 4.25 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 4

Load vs. Strain of Reinforcing Bar In Web (#5)

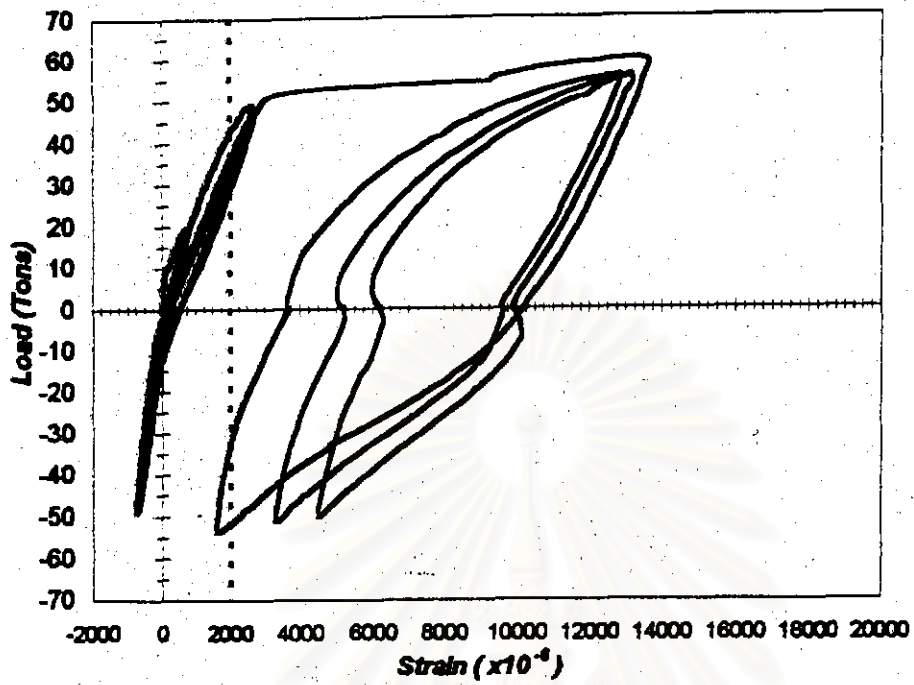


Load vs. Strain of Reinforcing Bar In Web (#6)

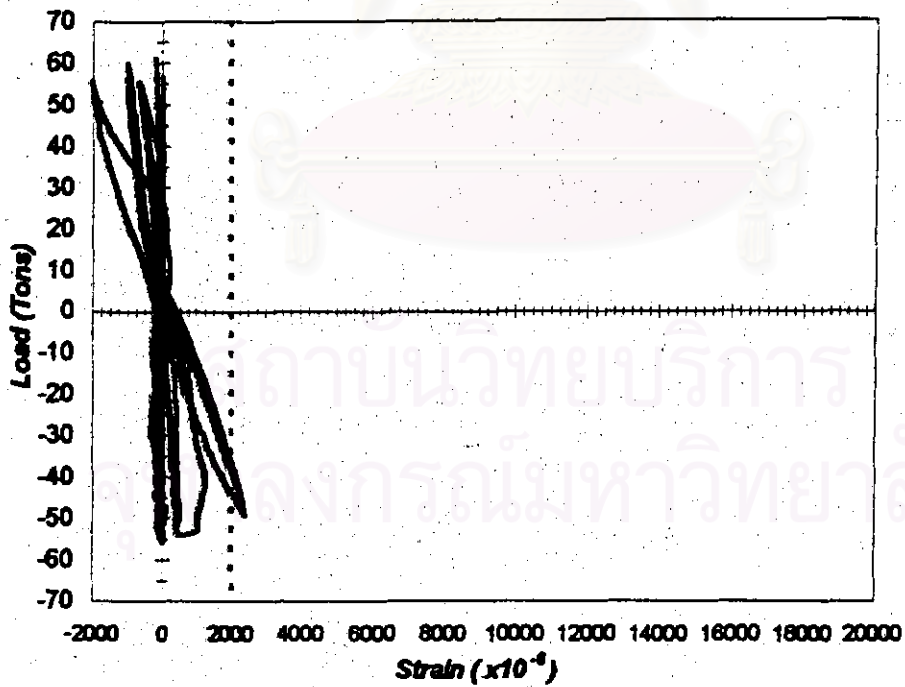


รูปที่ 4.25 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงดันทังที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 4

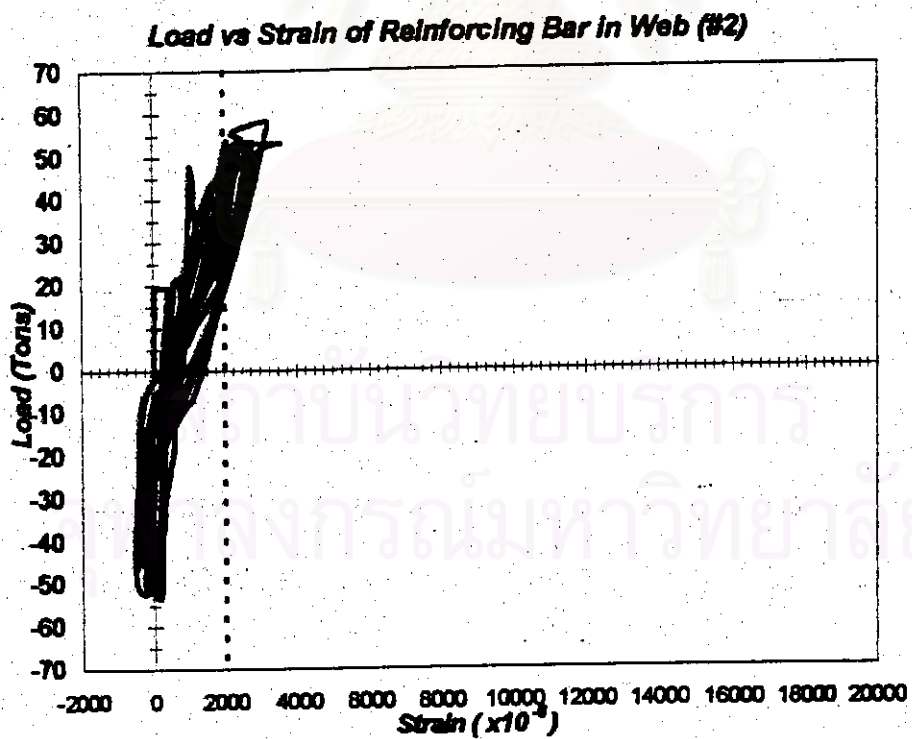
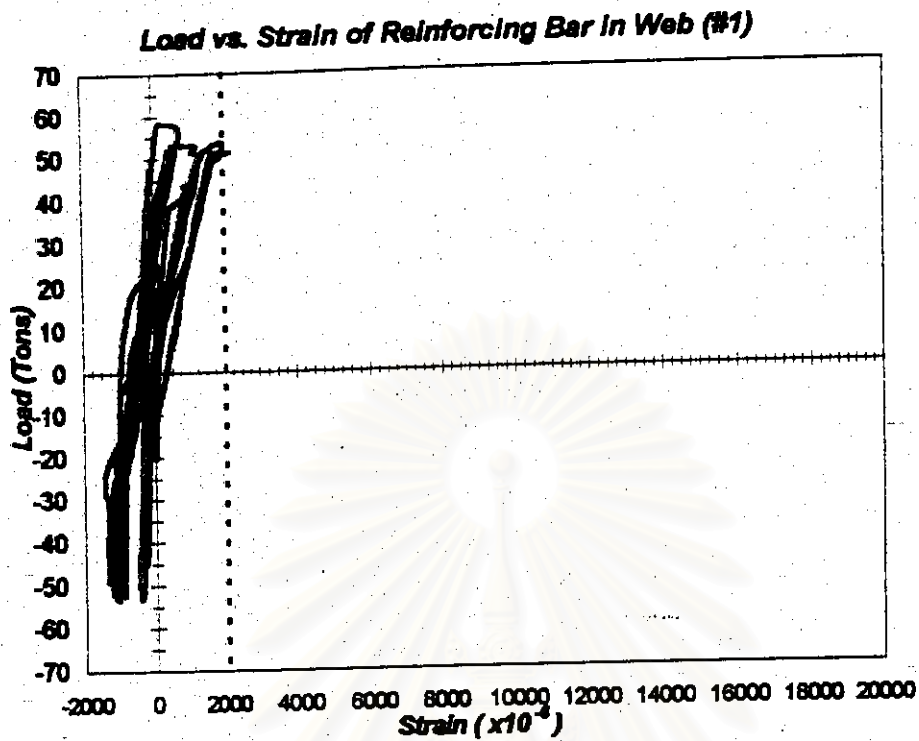
Load vs. Strain of Reinforcing Bar In BE. (#7)



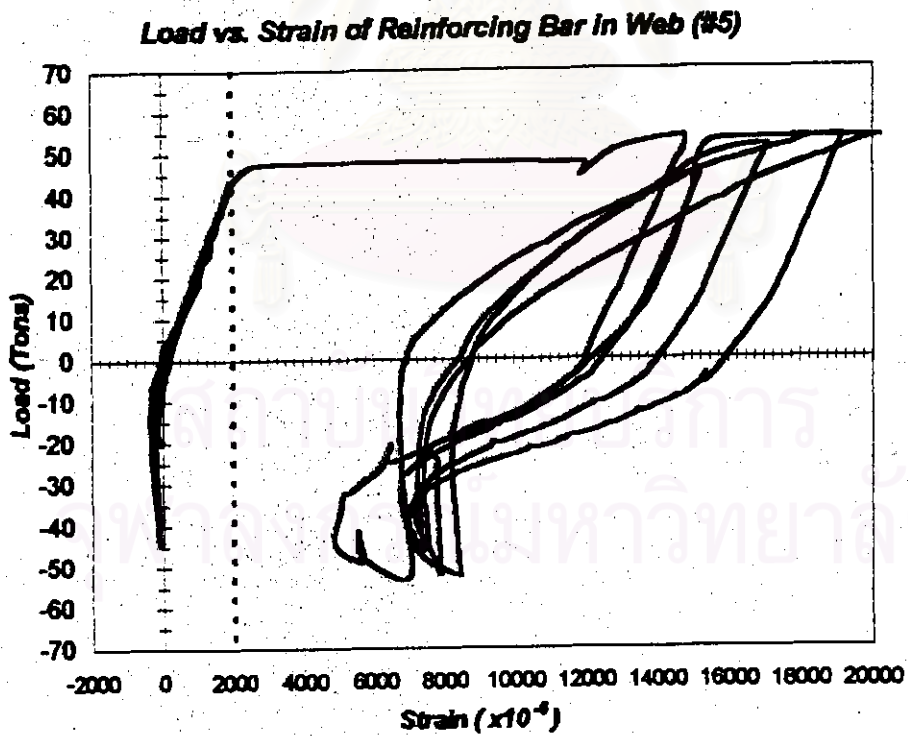
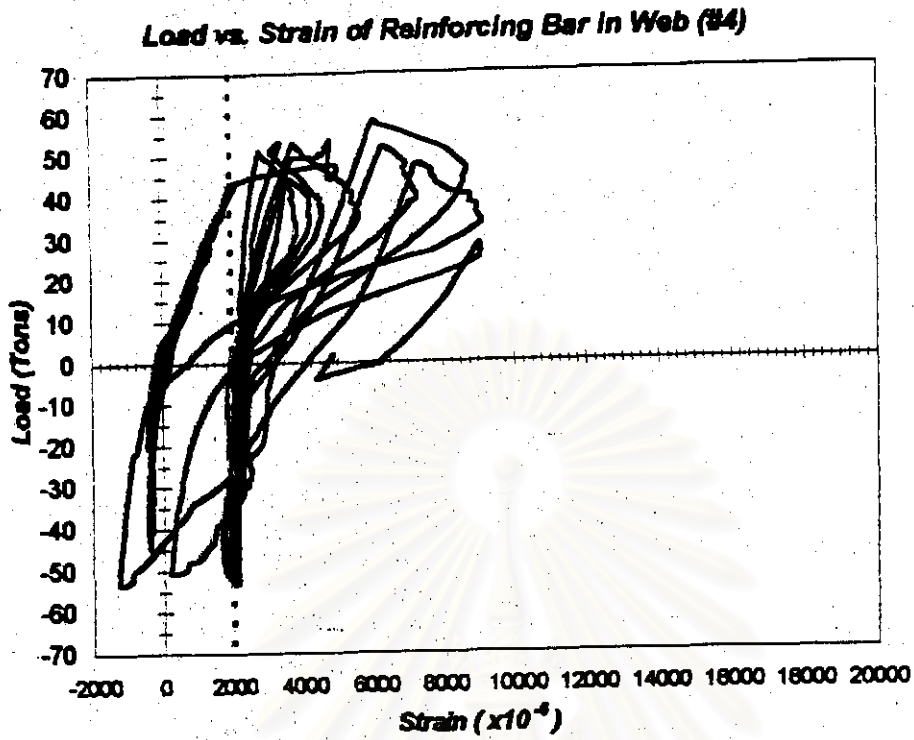
Load vs. Strain of Reinforcing Bar In BE. (#8)



รูปที่ 4.25 (ต่อ) โฉมความสัมพันธ์ระหว่างแรงดัดที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 4

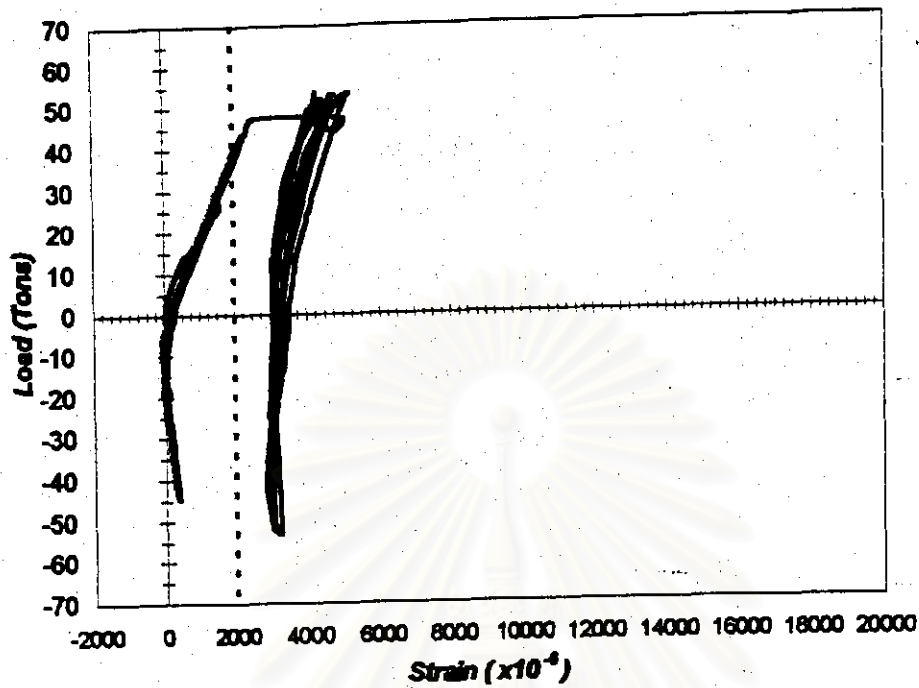


รูปที่ 4.26 ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริมของ
ตัวอย่างทดสอบที่ 5

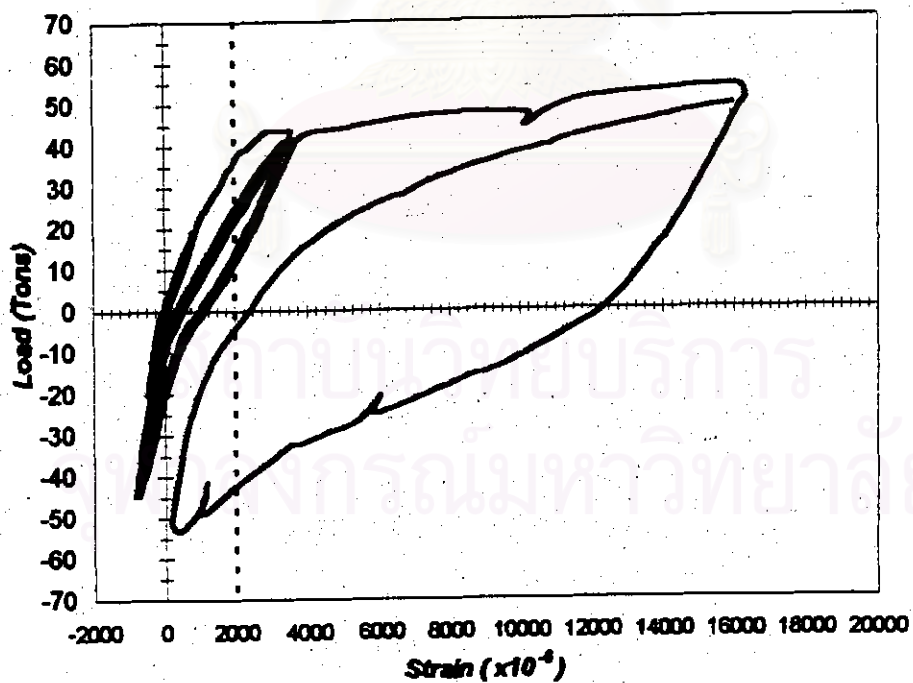


รูปที่ 4.26 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 5

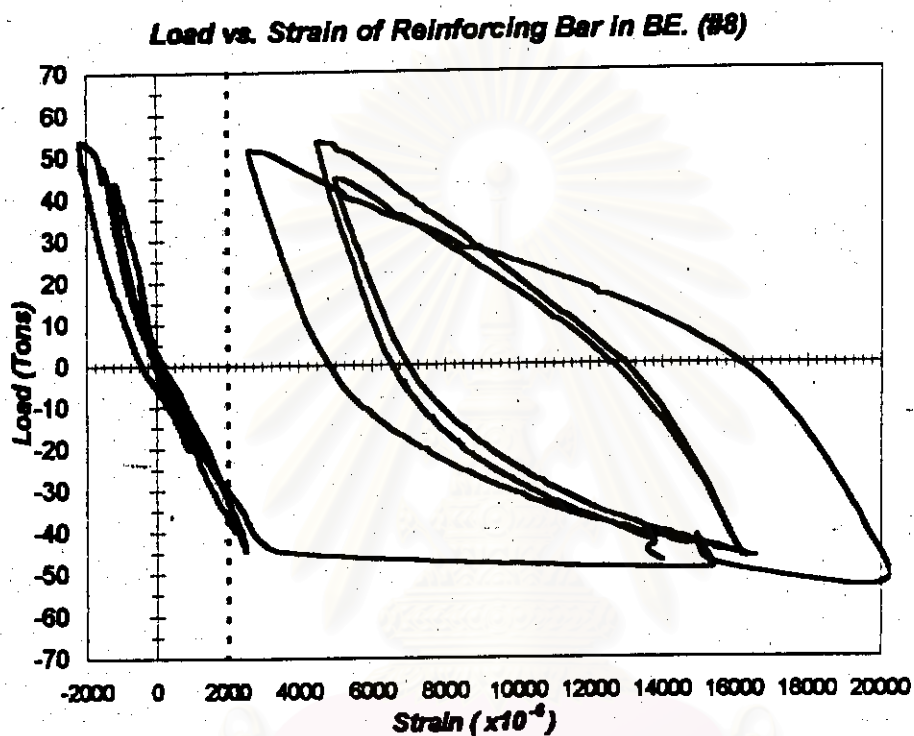
Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (#6)



Load vs. Strain of Reinforcing bar in BE. (#7)

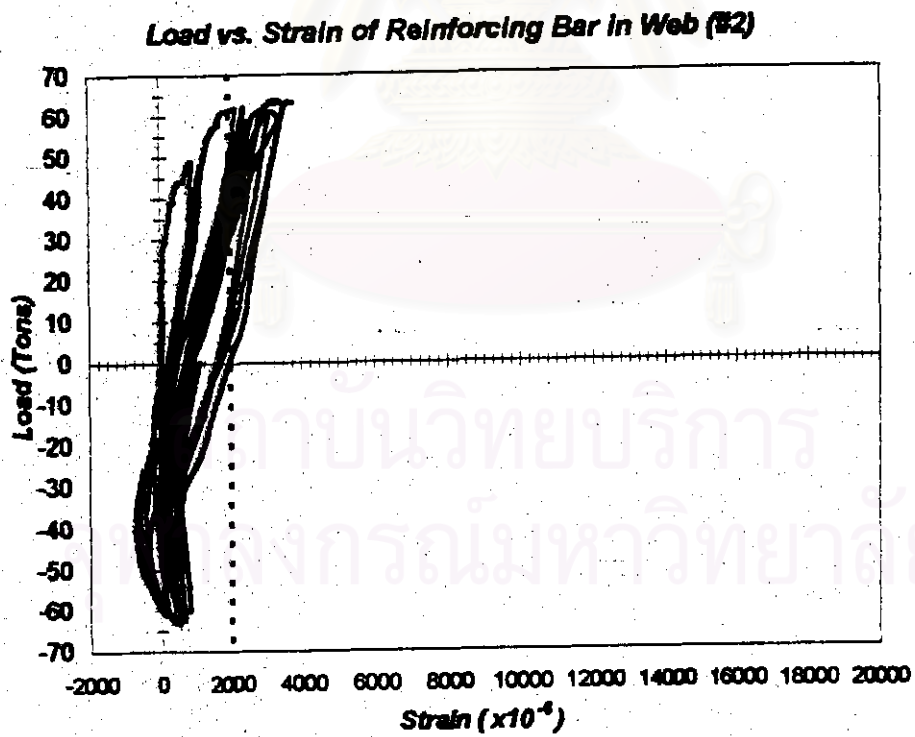
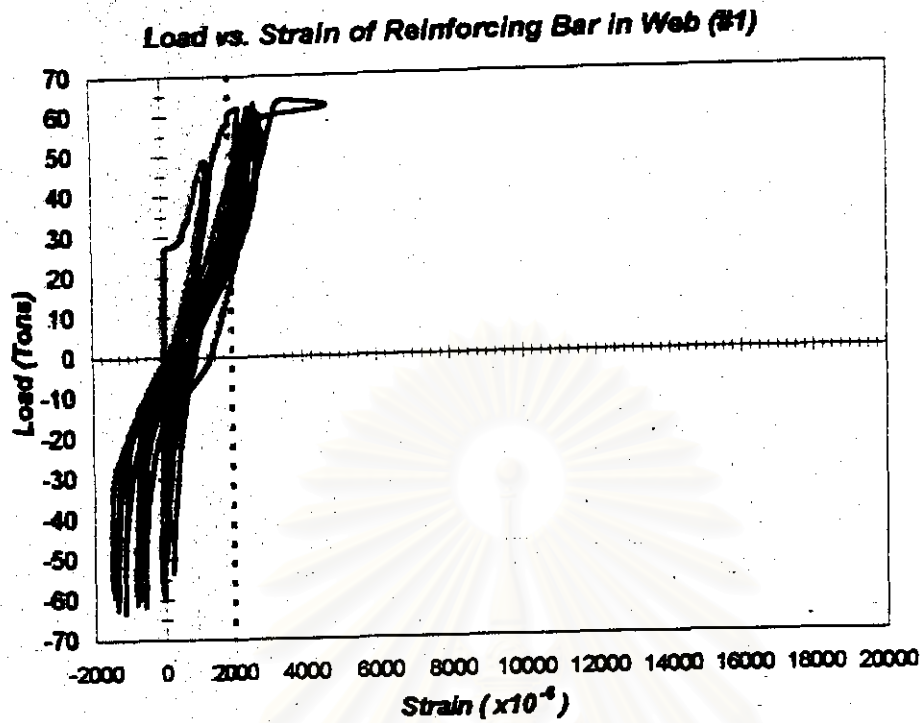


รูปที่ 4.26 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 5



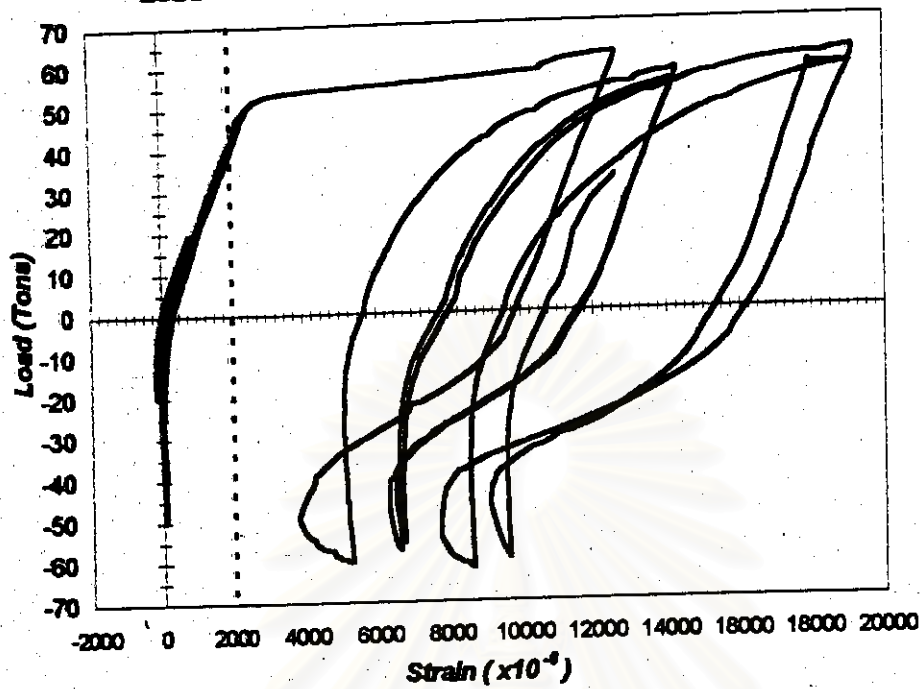
รูปที่ 4.26 (ต่อ) โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 5

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

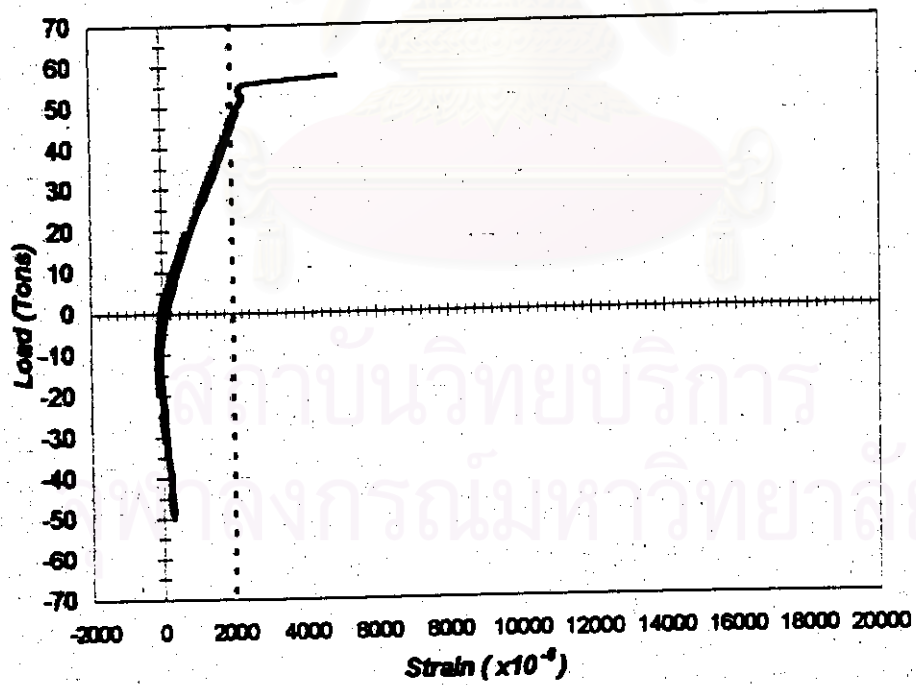


รูปที่ 4.27 โค้งความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริมของตัวอย่างทดสอบที่ 6

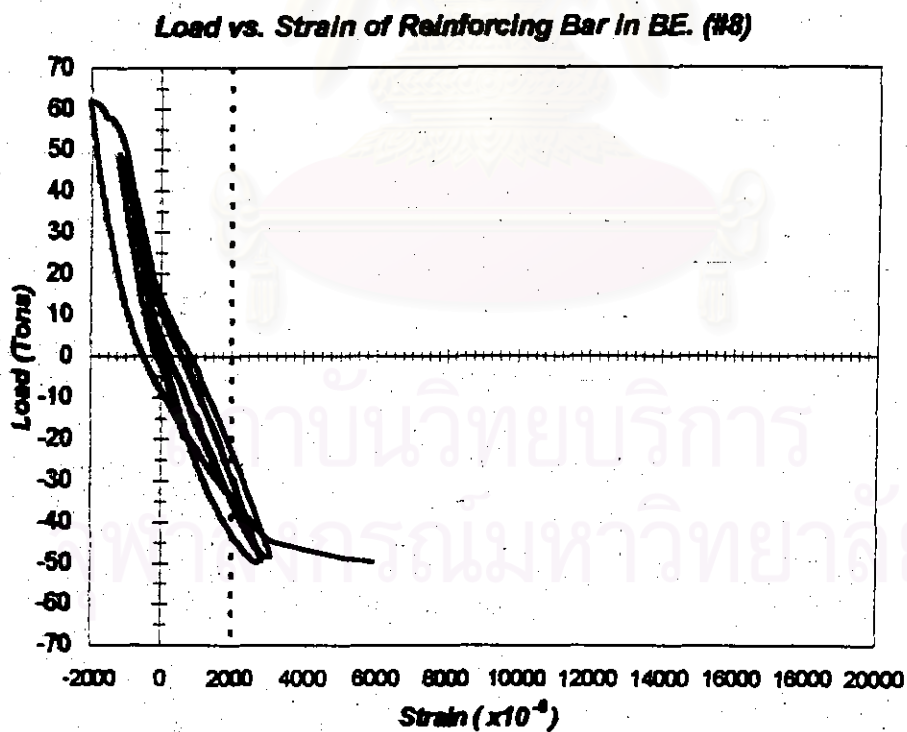
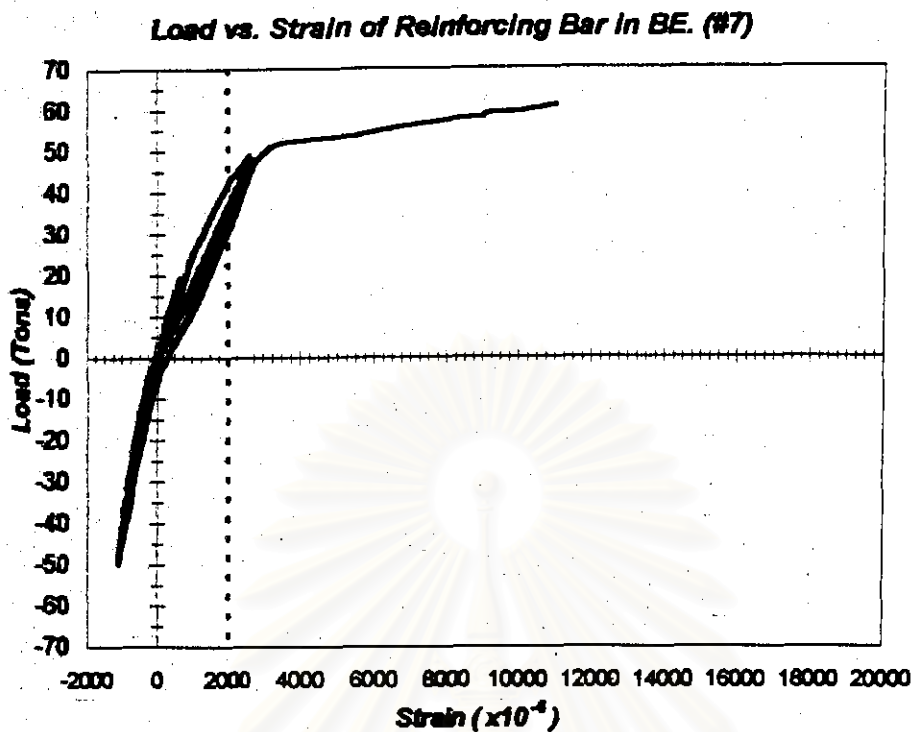
Load vs. Strain of Reinforcing Bar in Web (#5)



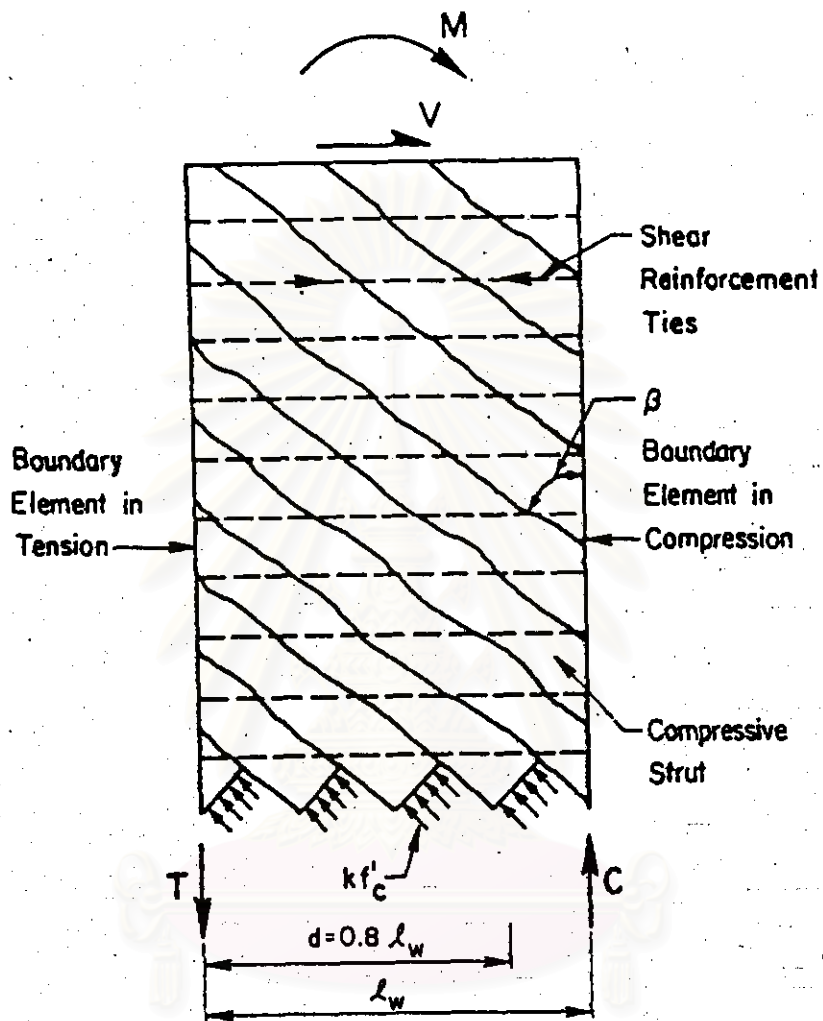
Load vs Strain of Reinforcing Bar in Web (#6)



รูปที่ 4.27 (ต่อ) ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของค้ำอย่างทดสอบที่ 6



รูปที่ 4.27 (ต่อ) ได้ถึงความสัมพันธ์ระหว่างแรงต้านข้างที่กระทำและความเครียดในเหล็กเสริม
ของตัวอย่างทดสอบที่ 6



รูปที่ 4.28 แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์โดยวิธี Truss Analogy สำหรับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็ก

ภาคผนวก

การออกแบบตัวอย่างทดสอบ

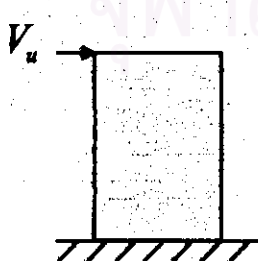
- กำหนดให้
- $f'_c = 300 \text{ ksc.}$
 - $f_y = 4000 \text{ ksc.}$
 - $\phi_{flex} = 1.0$
 - $\phi_{shear} = 1.0$
 - $d = 0.8 l_w$
 - $l_w =$ ความกว้างของตัวอย่างทดสอบ มีค่าเท่ากับ 150 cm.
 - $h_w =$ ระยะตั้งแต่ฐานกำแพงถึงตำแหน่งที่แรงดันทันข้างกระทำ มีค่าเท่ากับ 210 cm.
 - $h =$ ความหนาส่วนที่เป็นกำแพง (Web) ของตัวอย่างทดสอบ มีค่าเท่ากับ 10 cm.

1. ตัวอย่างทดสอบที่ 1

ในตัวอย่างทดสอบนี้จะออกแบบให้มีกำลังรับแรงเฉือนเท่ากับกำลังรับแรงดัด และจากข้อกำหนดของ ACI (7) ได้กำหนดไว้ว่า สำหรับกำแพงคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแรงดันทันข้างแบบเป็นวัฏจักร จะต้องมียุทธวิธีรับแรงเฉือนระบุ หรือ v_u ไม่เกิน $2.1 \sqrt{f'_c}$

1.1 หากำลังรับแรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีต, V_c

หน้าตัดวิกฤตสำหรับแรงเฉือนคือค่าที่น้อยกว่าระหว่าง $l_w/2$ และ $h_w/2$ ดังนั้น เลือกใช้ $l_w/2$ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 75 cm. และจากข้อกำหนดของ ACI (7) จะได้



$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0.875 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \\
 &= 0.875 \sqrt{300} \times 10 \times 120 + 0 \\
 &= 18.20 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

$$V_{c2} = \left[0.159 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.331 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d$$

$$= \left[0.159\sqrt{300} + \frac{150(0.331\sqrt{300} + 0)}{(210 - 75)\frac{V_u}{V_n} - 75} \right] \times 10 \times 120$$

$$= 20.50 \text{ tons}$$

ดังนั้น $V_c = 18.20 \text{ tons}$ และจะได้ว่า

$$v_c = \frac{18.20 \times 1000}{10 \times 120}$$

$$= 15.16 \text{ ksc.} \cong 0.875\sqrt{f'_c}$$

1.2 หากำลังรับแรงเฉือนที่รับโดยเหล็กเสริมรับแรงเฉือน, V_s

$$\text{จาก } V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_n - V_c = (2.1 - 0.875)\sqrt{f'_c}hd = 1.225\sqrt{f'_c}hd$$

1.3 หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอน, A_{sh}

$$\text{จาก } \frac{A_{sh}}{s} = \frac{V_s}{f_y d}$$

$$= \frac{1.225\sqrt{300} \times 10 \times 120}{4000 \times 120}$$

$$= 0.053 \text{ cm}^2/\text{cm} = 5.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ดังนั้น ใช้ DB10@0.15 ซึ่งมี $\rho_h = 0.523 \%$

1.4 หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้ง, A_{sv}

$$\text{จาก } \rho_h = 0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right] [\rho_h - 0.0025]$$

$$= 0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{210}{150} \right] [0.00523 - 0.0025]$$

$$= 0.0040$$

$$\text{และ } \frac{A_{sv}}{s} = \rho_h h$$

$$= 0.0040 \times 10$$

$$= 0.04 \text{ cm}^2/\text{cm} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ดังนั้น ใช้ DB10@0.20 ซึ่งมี $\rho_h = 0.393 \%$

1.5 หาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element

เนื่องจากต้องออกแบบให้มีกำลังรับแรงดัดเท่ากับกำลังรับแรงเฉือน ดังนั้น

$$M_u = V_u h_w$$

$$= \phi_{smax} V_n h_w$$

$$= \phi_{smax} (2.1\sqrt{f'_c}hd)h_w$$

$$= 1.0 \times 2.1 \sqrt{300} \times 10 \times 120 \times 210 / 100$$

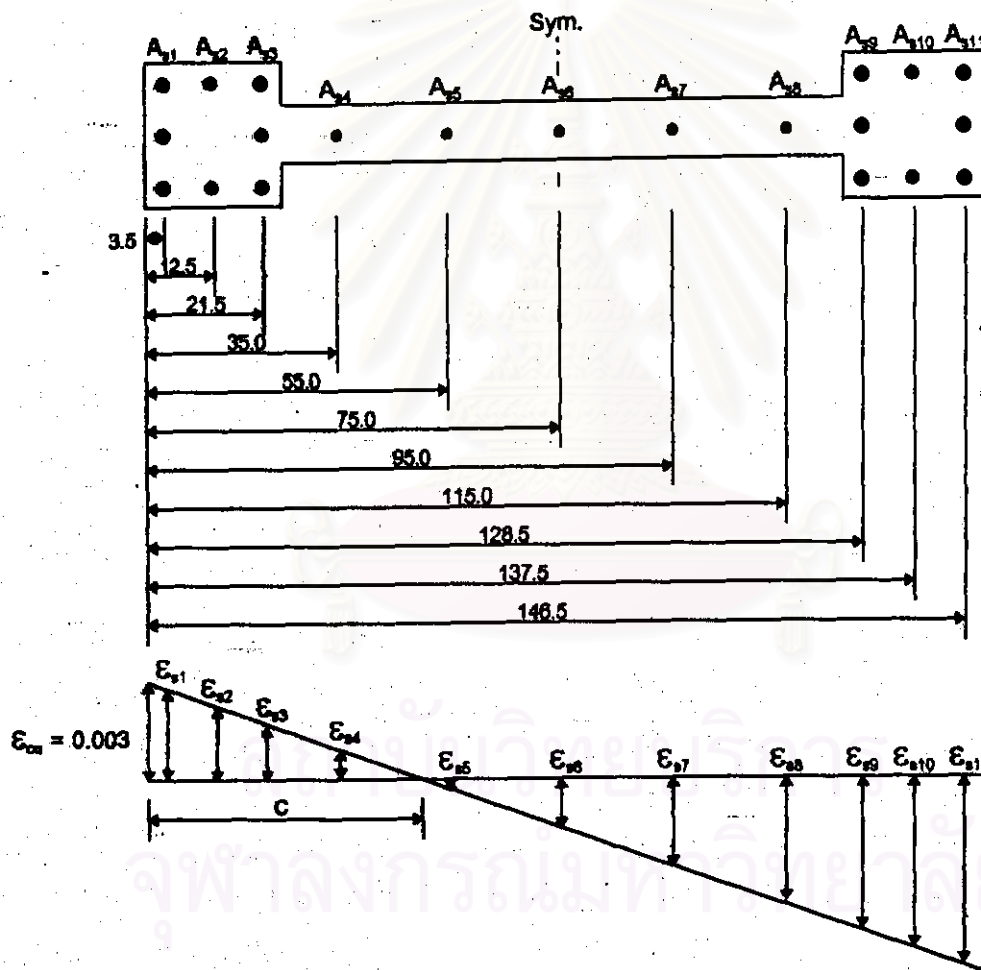
$$= 91660 \text{ kg-m.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi_{flex.}}$$

$$= \frac{91660}{1.0} = 91660 \text{ kg-m.}$$

ดังนั้น $M_n = 91.66 \text{ t-m.}$

สมมติเหล็กเสริมรับแรงคดใน Boundary Element ที่ใช้คือ 6DB16 + 2DB12
 ดังนั้น สามารถหาค่ารับแรงคดของตัวอย่างทดสอบได้โดยใช้วิธีความเครียดสอดคล้อง หรือ
 วิธี Strain Compatibility ดังนี้



รูปแสดงการกระจายความเครียด (Strain Distribution) ของหน้าตัด

กำหนดให้ $-\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$ เมื่อ $\epsilon_y = \frac{4000}{2.04 \times 10^6} = 0.00196$

และสำหรับ $f'_c = 300 \text{ ksc.}$ จะได้ $\beta = 0.836$

ดังนั้น $a = \beta c = 0.836c$ เมื่อ c คือ ระยะจากผิวที่รับแรงอัดถึงตำแหน่งแกนสะเทิน (Neutral Axis) ของหน้าตัด

1st Trial : สมมติให้ $c = 13.45$ cm. จะได้ $a = 11.24$ cm.

Layer	y (cm.)	ϵ_s	f_s (ksc.)	A_s (cm ²)	F_s (kg.)	C_c (kg.)
Comp. Zone	-	-	-	-	-	71655.00
A_{s1}	3.5	0.00196	3745.0	6.03	22582.35	-
A_{s2}	12.5	0.00021	428.4	2.28	968.18	-
A_{s3}	21.5	-0.00180	-3672.0	6.03	-22142.16	-
A_{s4}	35.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s5}	55.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s6}	75.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s7}	95.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s8}	115.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s9}	128.5	-0.00196	-4000.0	6.03	-24120.00	-
A_{s10}	137.5	-0.00196	-4000.0	2.28	-9040.00	-
A_{s11}	146.5	-0.00196	-4000.0	6.03	-24120.00	-
				Σ	-71571.63	71655.00

ดังนั้น $\Sigma F_s + \Sigma C_c = 83.37$ kg. O.K.

กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบสามารถหาได้โดยการ คัดโมเมนต์รอบแกนสมมาตรของหน้าตัด โดยให้โมเมนต์ที่มีทิศทางขีมนาฬิกาเป็นค่าเป็นบวก จะได้ว่า

$$\begin{aligned}
 M_n &= 71655(75-11.24/2) + 22582.35(75-3.5) + 968.18(75-12.5) - 22142.16(75-21.5) \\
 &\quad - 3140(75-35) - 3140(75-55) - 3140(75-75) + 3140(95-75) + 3140(115-75) \\
 &\quad + 24120(128.5-75) + 9040(137.5-75) + 24120(146.5-75) \\
 &= 9041967.62 \text{ kg-cm.}
 \end{aligned}$$

$M_n = 90.42$ t-m. ซึ่งใกล้เคียงกับ 91.66 t-m. O.K.

\therefore กำลังรับแรงดัดและกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 1 มีค่าเท่ากับ 44 tons

2. ตัวอย่างทดสอบที่ 2

ในตัวอย่างทดสอบนี้จะออกแบบให้มีกำลังรับแรงเฉือนมากกว่ากำลังรับแรงดัด โดยจะกำหนดให้ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนคือ DB10@0.10 ($A_{vh}/s = 7.85 \text{ cm}^2/m$)
เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้งคือ DB10@0.15 ($A_{vw}/s = 5.23 \text{ cm}^2/m$)
เหล็กเสริมรับแรงดัดใน Boundary Element ซึ่งเหมือนกับตัวอย่างทดสอบที่ 1 คือ 6DB16 + 2DB12

2.1 หากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบ

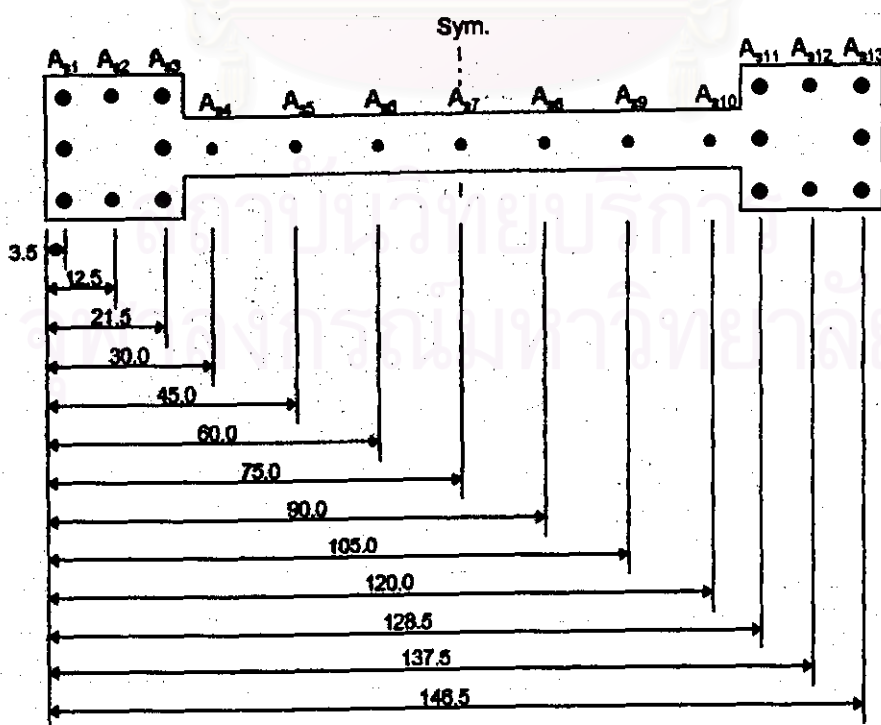
$$\begin{aligned} \text{จาก } V_s &= \left(\frac{A_{vh}}{s} \right) f_y d \\ &= 7.85 \times 4000 \times 1.20 \\ &= 37.68 \text{ tons} \end{aligned}$$

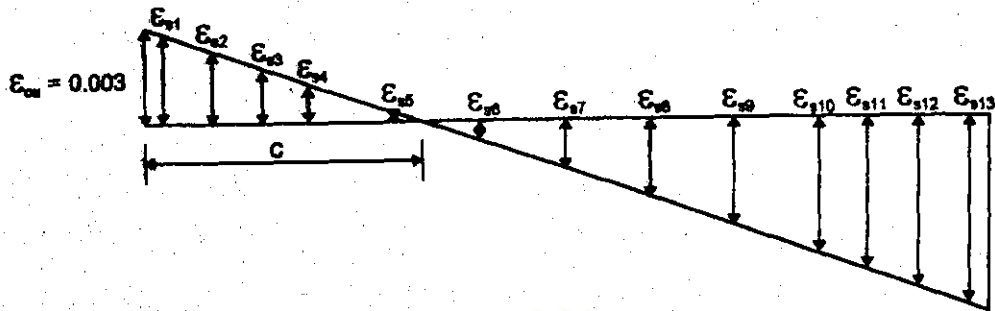
และจากตัวอย่างทดสอบที่ 1 จะได้ว่า กำลังเฉือนที่รับโดยคอนกรีต, V_c มีค่าเท่ากับ 18.20 tons ดังนั้น

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 18.20 + 37.68 \\ &= 55.88 \text{ tons} \cong 56 \text{ tons} \end{aligned}$$

∴ กำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 2 มีค่าเท่ากับ 56 tons

2.2 หากำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบโดยใช้วิธี Strain Compatibility





รูปแสดงการกระจายความเคี้ยวของหน้าตัด

1st Trial : สมมติให้ $c = 14.07$ cm. จะได้ $a = 11.76$ cm.

Layer	y (cm.)	ϵ_s	f_s (ksc.)	A_s (cm ²)	F_s (kg.)	C_c (kg.)
Comp. Zone	-	-	-	-	-	74970.00
A_{s1}	3.5	0.00196	3745.0	8.03	22582.35	-
A_{s2}	12.5	0.00033	673.2	2.26	1521.43	-
A_{s3}	21.5	-0.00158	-3223.2	6.03	-19435.90	-
A_{s4}	30.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s5}	45.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s6}	60.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s7}	75.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s8}	90.0	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s9}	105.5	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s10}	120.5	-0.00196	-4000.0	0.785	-3140.00	-
A_{s11}	128.5	-0.00196	-4000.0	6.03	-24120.00	-
A_{s12}	137.5	-0.00196	-4000.0	2.26	-9040.00	-
A_{s13}	146.5	-0.00196	-4000.0	6.03	-24120.00	-
				Σ	-74592.12	74970.00

ดังนั้น $\Sigma F_s + \Sigma C_c = 377.88$ kg.

O.K.

กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบสามารถหาได้โดยการ คัดโมเมนต์รอบแกน
สมมาตรของหน้าตัด โดยให้โมเมนต์ที่มีทิศทางขีมนาฬิกาเป็นบวก จะได้ว่า

$$\begin{aligned}
 M_n &= 74970(75-11.76/2)+22582.35(75-3.5)+1521.43(75-12.5)-19435.9(75-21.5)-3140(75-30)-3140(75-45)-3140(75-60)-3140(75-75)+3140(90-75)+3140(105-75)+3140(120-75)+24120(128.5-75)+9040(137.5-75) \\
 &\quad +24120(146.5-75) \\
 &= 9431833.15 \text{ kg-cm.}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 94.32 \text{ t-m.}$$

หรือ $V_n = 94.32/2.10$

$$\cong 45 \text{ tons}$$

∴ กำลังรับแรงคัตของตัวอย่างทดสอบที่ 2 มีค่าเท่ากับ 45 tons

3. ตัวอย่างทดสอบที่ 3

ในตัวอย่างทดสอบนี้จะมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเหมือนกับตัวอย่างทดสอบที่ 1 แต่ต่างกันตรงที่เหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวตั้งของตัวอย่างทดสอบนี้จะถูกป้องกันไม่ให้เกิดการอวก โดยจะหยุดเหล็กที่ส่วนบนเหนือฐานกำแพง และจะใช้เหล็กเดือย (Dowel Bars) เพื่อถ่ายแรงเฉือนที่ฐานกำแพงแทน ซึ่งเหล็กเดือยที่ใช้สามารถหาได้โดยใช้วิธีแรงเฉือน-ความเสียดทาน (Shear-Friction) ตามมาตรฐานของ ACI (7) ดังนี้

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{V_n}{f_y \mu} \\
 &= \frac{44 \times 1000}{2400 \times 0.80} \\
 &= 22.92 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

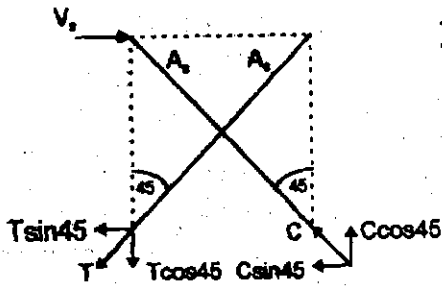
ดังนั้น เหล็กเดือยที่ใช้ในการถ่ายแรงเฉือนคือ 8RB19 กำลังรับแรงคัตและกำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 3 ยังไม่สามารถหาได้

4. ตัวอย่างทดสอบที่ 4

4.1 หาปริมาณเหล็กเสริมที่มีครวมกันในแนวทแยง

การคำนวณหาเหล็กเสริมที่มีครวมกันในแนวทแยงสามารถหาได้โดยคิดเสมือนว่า เหล็กเสริมที่มีครวมกันในแนวทแยงทำหน้าที่เป็นโครงถัก (Truss) ดังแสดงในรูปข้างล่าง และสมมุติว่า แรงเฉือนส่วนที่รับโดยเหล็กเสริมทั้งหมดจะถูกรับโดยเหล็กเสริมที่มีครวมกันในแนวทแยง ดังนั้นจะได้ว่า

$$\Sigma F_y = 0 : T = C = A_v f_y \quad (4.1)$$



$$\sum F_x = 0 : V_s = 2T \sin 45$$

$$V_s = 2A_s f_y \sin 45 \quad (4.2)$$

และจาก $V_n = V_c + V_s$

$$V_s = V_n - V_c \quad (4.3)$$

จากสมการที่ (4.2) และ (4.3) จะได้ว่า

$$V_n - V_c = 2A_s f_y \sin 45 \quad (4.4)$$

และจากตัวอย่างทดสอบที่ 1 จะได้ $V_n = 44$ tons และ $V_c = 18.20$ tons ดังนั้น

$$(44 - 18.20) \times 1000 = 2A_s \times 4000 \times \sin 45$$

$$A_s = 4.56 \text{ cm}^2$$

∴ เหล็กเสริมมัดรวมกันในแนวตงที่ใช้ในแต่ละทิศทางคือ 2DB20 ($A_s = 6.28 \text{ cm}^2$)

4.2 หากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบ

ไม่คิดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวนอนและแนวตั้ง และจากสมการที่ (4.2) จะได้ว่า

$$V_s = 2 \times 6.28 \times 4000 \times \sin 45 / 1000$$

$$= 35.53 \text{ tons}$$

และจาก $V_n = V_c + V_s$

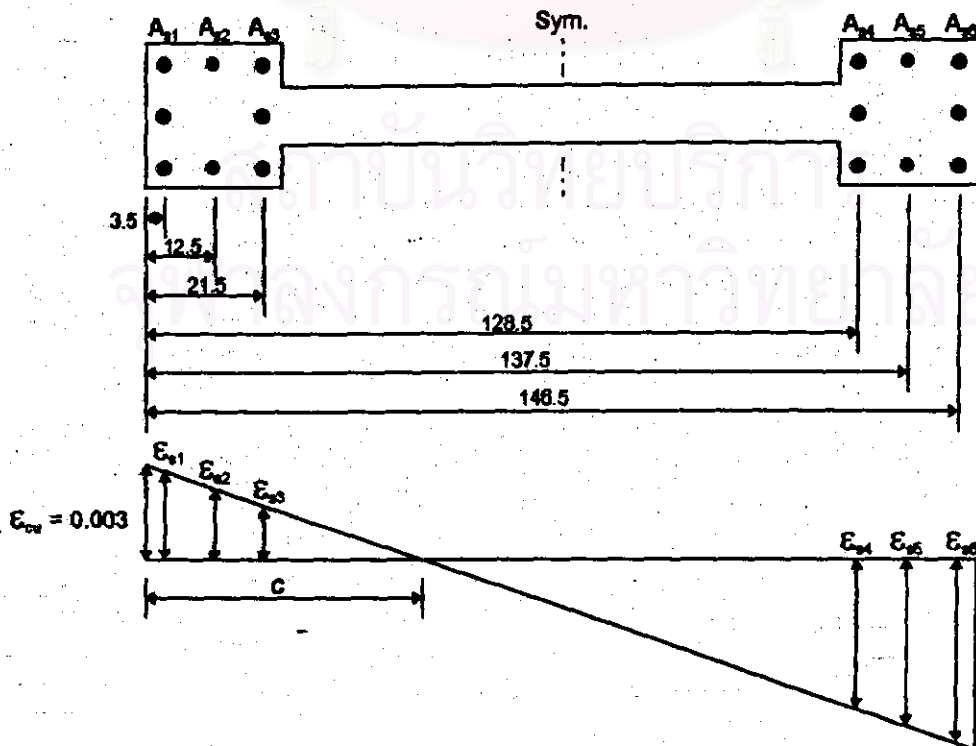
$$= 18.20 + 35.53$$

$$= 53.73 \text{ tons} \cong 54 \text{ tons}$$

∴ กำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 4 มีค่าเท่ากับ 54 tons

4.3 หากำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบโดยใช้วิธี Strain Compatibility

คิดเฉพาะเหล็กเสริมรับแรงดัดที่อยู่ใน Boundary Element เท่านั้น



1st Trial : สมมติให้ $c = 11.30$ cm. จะได้ $a = 9.45$ cm.

Layer	y (cm.)	ϵ_s	f_s (ksc.)	A_s (cm ²)	F_s (kg.)	C_c (kg.)
Comp. Zone	-	-	-	-	-	60243.75
A_{s1}	3.5	0.00196	3745.0	6.03	22582.35	-
A_{s2}	12.5	-0.00032	-652.8	2.26	-1475.33	-
A_{s3}	21.5	-0.00196	-4000.0	6.03	-24120.00	-
A_{s4}	128.5	-0.00196	-4000.0	6.03	-24120.00	-
A_{s5}	137.5	-0.00196	-4000.0	2.26	-9040.00	-
A_{s6}	146.5	-0.00196	-4000.0	6.03	-24120.00	-
					-60292.98	60243.75

ดังนั้น $\sum F_s + \sum C_c = -49.23$ kg. O.K.

กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบสามารถหาได้โดยการ คัดโมเมนต์รอบแกน
สมมาตรของหน้าตัด โดยให้โมเมนต์ที่มีทิศทางเป็นนาฬิกาเป็นบวก จะได้ว่า

$$\begin{aligned}
 M_n &= 60243.75(75-9.45/2)+22582.35(75-3.5)-1475.33(75-12.5)-24120(75- \\
 &\quad 21.5)+24120(128.5-75)+9040(137.5-75)+24120(146.5-75) \\
 &= 8045639.43 \text{ kg-cm.}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 80.46 \text{ t-m.}$$

หรือ $V_n = 80.46/2.10$

$$\cong 38 \text{ tons}$$

\therefore กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบที่ 4 มีค่าเท่ากับ 38 tons

5. ตัวอย่างทดสอบที่ 5

5.1 ทาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่กระจายในแนวทแยง

จากรูปข้างล่างจะได้ว่า

$$V_s = A_s f_y (\sin 45 + \cos 45) \frac{d}{s} \quad (5.1)$$

และจาก $V_n = V_c + V_s$

$$V_s = V_n - V_c \quad (5.2)$$

จากสมการที่ (5.1) และ (5.2) จะได้

$$V_n - V_c = A_s f_y (\sin 45 + \cos 45) \frac{d}{s} \quad (5.3)$$

และจากตัวอย่างทดสอบที่ 1 จะได้ $V_n = 44$ tons และ $V_c = 18.20$ tons ดังนั้น

$$(44 - 18.20) \times 1000 = 0.785 \times 4000 \times \sqrt{2} \times \frac{120}{s}$$

$$s = 20.65 \text{ cm.}$$

ดังนั้นระยะห่างของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแนวทแยงคือ $\frac{s}{\sqrt{2}} = \frac{20.65}{\sqrt{2}} = 14.60 \text{ cm.}$

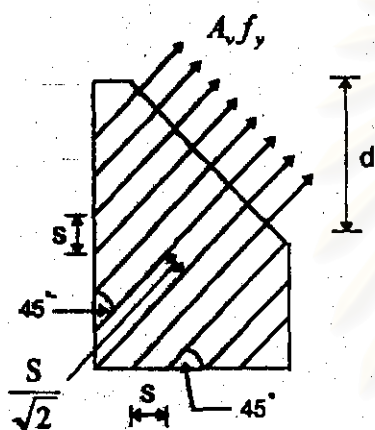
∴ เหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่กระจายในแนวทแยงที่ใช้ในแต่ละทิศทางคือ DB10@0.15

5.2 หากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบ

จากสมการที่ (5.1) จะได้

$$\begin{aligned} V_s &= 0.785 \times 4000 \times \sqrt{2} \times \frac{120}{15\sqrt{2}} \\ &= 25.12 \text{ tons} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 18.20 + 25.12 \\ &= 43.32 \text{ tons} \end{aligned}$$



∴ กำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 5 มีค่าเท่ากับ 43 tons

5.3 หากำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ

เนื่องจากในตัวอย่างทดสอบนี้มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกระจายอยู่ในแนวทแยง ดังนั้น ในการหากำลังรับแรงดัดจึงคิดเฉพาะเหล็กเสริมรับแรงดัดที่อยู่ใน Boundary Element เท่านั้น ซึ่งจะเหมือนกับในตัวอย่างทดสอบที่ 4

∴ กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบที่ 5 มีค่าเท่ากับ 38 tons

6. ตัวอย่างทดสอบที่ 6

ในตัวอย่างทดสอบที่ 6 จะมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเหมือนในตัวอย่างทดสอบที่ 5 แต่จะมีปริมาณมากกว่า คือ DB10@0.10 และสามารถหากำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงดัดได้ดังนี้

6.1 หากำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบ

$$\begin{aligned} V_s &= 0.785 \times 4000 \times \sqrt{2} \times \frac{120}{10\sqrt{2}} \\ &= 37.68 \text{ tons} \end{aligned}$$

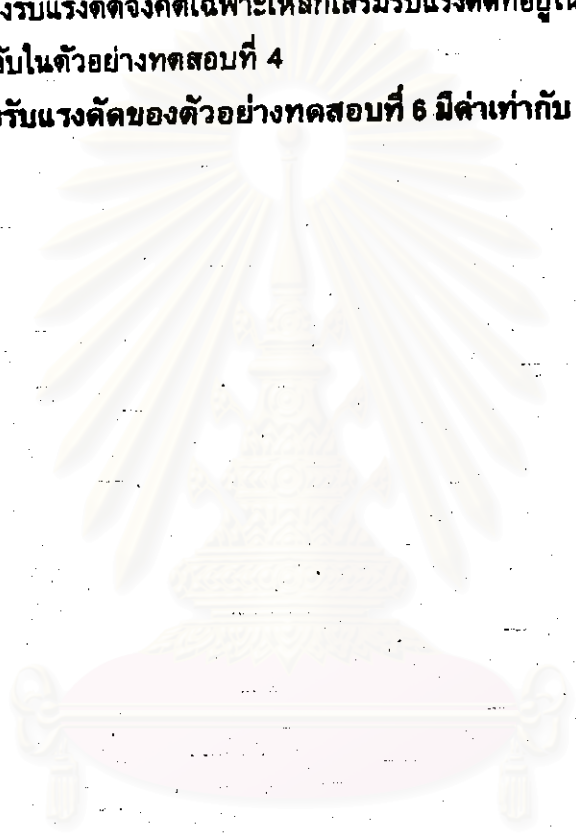
$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \\
 &= 18.20 + 37.68 \\
 &= 55.88 \text{ tons}
 \end{aligned}$$

∴ กำลังรับแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบที่ 6 มีค่าเท่ากับ 56 tons

6.2 หากำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบ

เนื่องจากในตัวอย่างทดสอบนี้มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนกระจายอยู่ในแนวทแยง ดังนั้น ในการหากำลังรับแรงดัดจึงคิดเฉพาะเหล็กเสริมรับแรงดัดที่อยู่ใน Boundary Element เท่านั้น ซึ่งจะเหมือนกับในตัวอย่างทดสอบที่ 4

∴ กำลังรับแรงดัดของตัวอย่างทดสอบที่ 6 มีค่าเท่ากับ 38 tons



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ประวัติผู้เขียน

นายพิชัย ภัทรรัตนกุล เกิดวันที่ 3 เมษายน พ.ศ. 2517 ที่อำเภอเมืองศรีสะเกษ จังหวัดศรีสะเกษ สำเร็จการศึกษาปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยสงขลานครินทร์ ในปีการศึกษา 2537 และเข้าศึกษาต่อในหลักสูตรวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ที่จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2538



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย